

ESTRUTURAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA SOBRE FUNDOS MÓVEIS. ANÁLISES DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DA FUNDAÇÃO COM BASE EM MODELAÇÕES 2D E 3D

ANA FILIPA DA SILVA PINHO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Celso Manuel Relva Martins de Lima

JUNHO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais e Irmão

“O único lugar onde o sucesso vem antes do trabalho é no dicionário.”

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

Concluída esta dissertação, quero agradecer primeiramente à minha família, que tem especial lugar no meu coração, pela transmissão de valores de vida, por me ajudar a crescer e evoluir enquanto pessoa. Agradeço por todo o apoio, todo o carinho, preocupação e incentivo no decorrer destes 5 anos. Quero agradecer ao meu namorado, Mário Cruz, por toda a paciência, pelos bons conselhos e por todos os bons momentos que tanto contribuem para a minha felicidade e bem-estar.

Agradeço a todos os docentes da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto que contribuíram para a minha formação profissional, especialmente ao professor Manuel Matos Fernandes pelo interesse que me despertou na unidade curricular de Mecânica dos Solos, que me incentivou na escolha da opção de Geotecnia. Um agradecimento especial ao professor Celso Lima, orientador desta dissertação, por toda a atenção disponibilizada, pela partilha do conhecimento, pelas palavras de estímulo e todas as sugestões essenciais para a conclusão deste trabalho.

Por fim, agradeço a todos os meus colegas e amigos que assumem, cada um deles, um importante papel na minha vida.

RESUMO

O presente trabalho teve como principal objetivo a realização de estudos e de análises versando o comportamento hidráulico da fundação duma obra de retenção de água assente sobre fundos móveis em que se considerou na fundação, como medida visando um melhor desempenho da obra, o recurso a uma barreira impermeabilizante materializada por estacas secantes.

Como a implementação do processo executivo das estacas coloca, por vezes, dificuldades que põem em causa a eficácia dessa cortina, são apresentadas diversas simulações e análises numéricas visando averiguar a influência no escoamento de eventuais deficiências consideradas na referida cortina.

Para o efeito tomou-se como referência a configuração da barragem de Crestuma-Lever, inserida no aproveitamento hidroelétrico com o mesmo nome construído entre o final da década de 70 e meados da década de 80 do século passado, por ser considerada um exemplo de referência, em Portugal, de uma obra de retenção de água assente sobre fundos móveis.

Numa abordagem inicial, visando a aquisição de uma maior sensibilidade em relação à análise do comportamento hidráulico da fundação decorrente da percolação da água, foram realizados estudos e análises fundamentados em modelações bidimensionais, tendo por base simulações do escoamento segundo cortes com orientação vertical e horizontal.

Seguidamente, efetuaram-se análises através de modelações tridimensionais onde, para além da situação de referência em que se admitiu a cortina como íntegra, foram consideradas duas outras situações em que se admitiu a ocorrência de deficiências na cortina.

Na primeira destas foi simulada uma “deficiência local” com o eixo localizado, em planta, a meio do vão descarregador e a uma cota coincidente com o plano horizontal estudado nas análises bidimensionais. Na segunda situação foi considerada uma “deficiência segundo um alinhamento vertical”, correspondente a uma faixa central da cortina de estacas cujo plano médio coincide com o plano vertical situado a meio do vão descarregador.

No trabalho são apresentados e comentados os resultados obtidos nas diversas simulações, bem como efetuadas considerações sobre o tipo de análises realizadas.

PALAVRAS-CHAVE: Percolação, Crestuma-Lever, rede de fluxo, gradiente hidráulico, cortina de estacas.

ABSTRACT

This work had as main purpose to study and analyze the hydraulic behavior of the foundation of the water retention based on moving funds in wich has been considered, as a measure for improving performance, the use of a waterproofing barrier materialized by secant piles.

Sometimes the process of executing piles is hard and puts on check the efficiency of the curtain, simulations and numerical analyses are presented to check the influence on the flow of possible shortcomings considered on the curtain.

To this end was taken as reference the setting of the dam of Crestuma-Lever, inserted in the hydroelectric scheme of the same name built between the end of the Decade of 70 and the mid-80 's, as an example, in Portugal, of a work of water retention founded on mobile funds.

In an initial approach, aiming at the acquisition of a greater sensitivity to the analysis of the hydraulic behavior of the foundation as a result of percolation of water, studies and analyses were carried out based on two-dimensional modeling, of the flow on several planes with vertical and horizontal orientation.

Subsequently, analyses were performed through three-dimensional modeling where, in addition to the reference situation in which the curtain was admitted as full, two other situations were considered in which was admitted the occurrence of deficiencies in the curtain.

The first of these was simulated a "disability" with the shaft located in the middle of the plant will drain and a dimension coincides with the horizontal plane studied two-dimensional analyses. In the second situation was considered a "deficiency according to a vertical alignment", corresponding to a central track curtain poles whose median coincides with the vertical plane situated in the middle of the spillway.

In this work are presented and commented the results obtained in the various simulations, as well as considerations about the analyses performed.

KEYWORDS: Crestuma-Lever, Percolation, network flow, hydraulic gradient, pile curtain.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL E OBJETIVOS	1
1.2. ESTRUTURA DO DOCUMENTO	1
2. PERCOLAÇÃO NOS SOLOS	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. GENERALIDADES	3
2.3. CARGA HIDRÁULICA, GRADIENTE HIDRÁULICO E LEI DE DARCY	4
2.4. PERMEABILIDADE DO SOLO	6
2.5. LEI DE DARCY GENERALIZADA	7
2.6. ESCOAMENTOS PERMANENTES TRIDIMENSIONAIS	8
2.7. FORÇAS DE PERCOLAÇÃO	9
2.8. PROCESSO DE EROÇÃO INTERNA	10
2.8.1. PROCESSOS DE EROÇÃO INTERNA	11
2.8.1.1. Iniciação de erosão interna	11
2.8.1.2. Continuação da erosão ou filtragem	12
2.8.1.3. Progressão da erosão	12
2.8.1.4. Mecanismo de formação de brecha	13
3. APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE CRESTUMA-LEVER	15
3.1. INTRODUÇÃO	15
3.2. CARACTERÍSTICAS GERAIS DO APROVEITAMENTO	17
3.3. ESTRATÉGIA E FASEAMENTO CONSTRUTIVO	22
3.4. DESCARREGADOR DE CHEIAS	26
3.5. DETALHES CONSTRUTIVOS DAS FUNDAÇÕES	28
3.6. PROTEÇÃO DO LEITO A JUSANTE	30

3.6.1. MEDIDAS ADOTADAS	31
3.6.2. COMPORTAMENTO OBSERVADO	31
3.6.3. MEDIDAS CORRETIVAS	32

4. ASPETOS CONSTRUTIVOS E MONITORIZAÇÃO35

4.1. INTRODUÇÃO	35
4.2. CORTINAS DE ESTANQUEIDADE	35
4.3. PROCESSOS DE EXECUÇÃO DE ESTACAS	38
4.3.1. EXECUÇÃO DE ESTACAS RECORRENDO AO TRADO CONTÍNUO	38
4.3.2. EXECUÇÃO DE ESTACAS RECORRENDO A TUBO MOLDADOR RECUPERÁVEL.....	39
4.3.3. EXECUÇÃO DE ESTACAS RECORRENDO A LAMAS BENTONÍTICAS.....	40
4.4. REMATES DA CORTINA DE ESTACAS CONTRA ESTRUTURAS EXISTENTES	40
4.5. CONTROLO DO PROCESSO DE EXECUÇÃO	43
4.5.1. TÉCNICAS DE AVALIAÇÃO DE INTEGRIDADE	43
4.5.1.1. Ensaio sónico	43
4.5.1.2. Carotagem (<i>core drilling</i>)	45
4.5.1.3. Ensaio de <i>Cross-Hole</i> (método das diagrfias sónicas)	46
4.6. MONITORIZAÇÃO.....	48

5. MODELAÇÃO BIDIMENSIONAL DO PROBLEMA51

5.1. INTRODUÇÃO	51
5.2. ANÁLISE DO PLANO VERTICAL	52
5.2.1. DESCRIÇÃO DO MODELO.....	52
5.2.2. CASOS EM ESTUDO	53
5.2.2.1. Situação base de projeto	53
5.2.2.2. Situação de referência (cortina integra)	54
5.2.2.3. Cenários com simulação de deficiências na cortina	54
5.2.2.4. Rede de fluxo.....	56
5.2.2.5. Pressões neutras.....	65
5.2.2.6. Comentários	73
5.3. ANÁLISE DO PLANO HORIZONTAL	75
5.3.1. DESCRIÇÃO DO MODELO.....	75
5.3.2. PERMEABILIDADE A CONSIDERAR PARA OS PILARES	76

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS127

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS131

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Movimento de uma partícula de água num maciço terroso [1]	5
Fig.3.1 – Perfil longitudinal dos aproveitamentos hidráulicos do rio Douro Nacional [5]	15
Fig.3.2 – Vista aérea do corpo total da barragem de Crestuma-Lever (foto EDP)	17
Fig.3.3 – Planta geral do aproveitamento [6]	18
Fig.3.4 – Corte de um grupo giratório da barragem de Crestuma-Lever. Grupo de geradores Kaplan – tipo “bolbo” [6]	19
Fig.3.5 – Corte tipo da barragem e bacia de dissipação, com pormenor das comportas [6]	20
Fig.3.6 – Perfil longitudinal da barragem de Crestuma-Lever [5]	20
Fig.3.7 – Perfil transversal da barragem de Crestuma-Lever [5]	21
Fig.3.8 – Planta dos esquemas de derivação provisória do rio: (A) Primeira fase; (B) Segunda fase [5]	23
Fig.3.9 – Estaleiro da margem esquerda da barragem de Crestuma-Lever [5]	24
Fig.3.10 – Figuras representativas da demolição das paredes moldadas. Imagem antes e depois da demolição, respetivamente [8]	25
Fig.3.11 – Esquema representativo das cotas dos níveis de retenção da água	27
Fig.3.12 – Pormenor das comportas da barragem de Crestuma-Lever (foto EDP)	28
Fig.3.13 – Solução adotada [10]	29
Fig.3.14 – Esquema da fundação [10]	29
Fig.3.15 – Vista geral da margem esquerda (pilares, bacia de dissipação e paredes moldadas); pormenor dos pilares em construção e bacia de dissipação, respetivamente em a) e b) [8]	30
Fig.3.16 – Esquema do tapete de proteção em planta e corte, respetivamente [9]	31
Fig.3.17 – Esquema representativo da erosão a jusante [9]	32
Fig.3.18 – Esquema representativo do novo tapete protetor a jusante [8]	33
Fig.4.1 – Fluxograma da tipologia das cortinas de estanqueidade	36
Fig.4.2 – Esquema de cortinas de estacas contíguas ou tangentes [11]	37
Fig.4.3 – Esquema de cortinas de estacas secantes [11]	37
Fig.4.4 – Execução de muros-guia [11]	38
Fig.4.5 – Execução de estacas com trado contínuo: a) início da perfuração com trado contínuo; b) penetração até à profundidade desejada; c) extração do trado em simultâneo com bombagem pelo veio oco; d) introdução da armadura no betão; e) estaca executada [11]	39

Fig.4.6 – Execução de estacas com tubo moldador recuperável: a) cravação do tubo moldador; b) remoção do solo no interior do tubo; c) limpeza do fundo do furo; d) colocação da armadura; e) betonagem no sentido ascendente; f) remoção do tubo moldador; g) estaca executada [11].....	39
Fig.4.7 – Execução de estacas com lammas bentoníticas: a) furação com trado; b) furação até profundidade pretendida; c) limpeza do fundo do furo; d) introdução da armadura com furo estabilizado com lammas bentoníticas; e) betonagem com extração simultânea das lammas; f) estaca executada [11].....	40
Fig.4.8 – Execução das cortinas de estacas em betão simples nas bacias 1E e 3E	41
Fig.4.9 – Pormenor ilustrativo do problema a solucionar.....	41
Fig.4.10 – Execução das colunas de jet-grouting nas bacias 1E e 3E	42
Fig.4.11 – Pormenor ilustrativo do fecho da cortina de estacas	42
Fig.4.12 – Representação do princípio de funcionamento do ensaio [13].....	44
Fig.4.13 – Principais anomalias detetáveis pelo ensaio sónico [13].....	45
Fig.4.14 – Equipamentos habitualmente utilizados em carotagens de estacas e exemplo de carotagens, respetivamente [13].....	46
Fig.4.15 – Fixação dos tubos à armadura (à esquerda) e exemplo de uma estaca finalizada (à direita). Imagens referentes aos ensaios na obra de Aveiro da REFER [14]	47
Fig.4.16 – Esquema representativo dos defeitos não detetáveis pelo ensaio [13].....	48
Fig.4.17 – <i>Multipoint Piezometers</i> [15].....	49
Fig.4.18 – Piezómetros múltiplos: a) representação esquemática em corte; b) pormenor do piezómetro PK45M da SISGEO [15].....	49
Fig.5.1 – Modelo base da modelação desenvolvida em <i>SEEP/w</i> (2D) – Plano vertical.....	52
Fig.5.2 – Esquema elucidativo das situações em estudo – Plano vertical	53
Fig.5.3 – Plano vertical. Situação base de projeto.....	54
Fig.5.4 – Plano vertical. Rede de fluxo da “situação base de projeto”	56
Fig.5.5 – Plano vertical. Pormenor das linhas equipotenciais quando instalada uma cortina de estanqueidade homogénea.....	57
Fig.5.6 – Plano vertical. Rede de fluxo quando instalada uma cortina de estacas secantes homogénea a montante.....	57
Fig.5.7 – Plano vertical. Rede de fluxo do cenário 1	58
Fig.5.8 – Plano vertical. Rede de fluxo do cenário 2	59
Fig.5.9 – Plano vertical. Rede de fluxo do cenário 3	60
Fig.5.10 – Plano vertical. Rede de fluxo do cenário 4	61
Fig.5.11 – Plano vertical. Rede de fluxo do cenário 5	62
Fig.5.12 – Plano vertical. Rede de fluxo do cenário 6	63

Fig.5.13 – Plano vertical. Rede de fluxo do cenário 7	64
Fig.5.14 – Plano vertical. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras para a “situação de referência” e “situação base de projeto”	66
Fig.5.15 – Plano vertical. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras para o cenário 1	67
Fig.5.16 – Plano vertical. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras para o cenário 2	68
Fig.5.17 – Plano vertical. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras para o cenário 3	69
Fig.5.18 – Plano vertical. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras para o cenário 4	70
Fig.5.19 – Plano vertical. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras para o cenário 5	71
Fig.5.20 – Plano vertical. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras para o cenário 6	72
Fig.5.21 – Plano vertical. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras para o cenário 7	73
Fig.5.22 – Corte 1-1’ representativo do plano horizontal	75
Fig.5.23 – Modelo base da modelação desenvolvida no SEEP/w (2D) – Plano horizontal	76
Fig.5.24 – Escoamento no plano horizontal: a) com pilares permeáveis; (b) com pilares estanques ..	77
Fig.5.25 – Esquema elucidativo das situações em estudo – Plano horizontal	78
Fig.5.26 – Plano horizontal. Situação base de projeto	79
Fig.5.27 – Plano horizontal. Situação de referência (intervenção parcial)	79
Fig.5.28 – Plano horizontal. Rede de fluxo da “situação base de projeto”	81
Fig.5.29 – Plano horizontal. Pormenor das linhas equipotenciais da “situação com intervenção total” ..	82
Fig.5.30 – Discrepância entre equipotenciais	83
Fig.5.31 – Plano horizontal. Linhas equipotenciais da “situação de referência”	83
Fig.5.32 – Plano horizontal. Rede de fluxo do cenário 1	85
Fig.5.33 – Plano horizontal. Rede de fluxo do cenário 2	86
Fig.5.34 – Plano horizontal. Rede de fluxo do cenário 3	87
Fig.5.35 – Plano horizontal. Rede de fluxo do cenário 4	88
Fig.5.36 – Plano horizontal. Rede de fluxo do cenário 5	89
Fig.5.37 – Plano horizontal. Rede de fluxo do cenário 6	90
Fig.5.38 – Plano horizontal. Rede de fluxo do cenário 7	91
Fig.5.39 – Plano horizontal. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras para as três situações mencionadas	92
Fig.5.40 – Plano horizontal. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras do vão central do cenário 1	94
Fig.5.41 – Plano horizontal. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras do vão central do cenário 2	95
Fig.5.42 – Plano horizontal. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras do vão central do cenário 3	96

Fig.5.43 – Plano horizontal. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras do vão central do cenário 4.....	97
Fig.5.44 – Plano horizontal. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras do vão central do cenário 5.....	98
Fig.5.45 – Plano horizontal. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras do vão central do cenário 6.....	99
Fig.5.46 – Plano horizontal. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras do vão central do cenário 7.....	100
Fig.6.1 – Representação esquemática das fatias em 3D	104
Fig.6.2 – Representação esquemática da geometria da fatia 1, 2 e 3 num corte vertical.....	105
Fig.6.3 – Representação esquemática da geometria num corte vertical da fatia 2 com deficiência local	106
Fig.6.4 – Representação esquemática da geometria num corte vertical da fatia 2 com deficiência num alinhamento vertical	107
Fig.6.5 – Representação dos planos verticais e horizontais considerados	108
Fig.6.6 – Gráfico representativo dos diagramas de pressões neutras em alinhamentos verticais na face da cortina – Situação de referência.....	110
Fig.6.7 – Gráfico representativo dos diagramas de pressões neutras em alinhamentos horizontais na face da cortina – Situação de referência.....	110
Fig.6.8 – Representação das superfícies equipotenciais nos planos xy e xz . Situação com deficiência local	111
Fig.6.9 – Representação das equipotenciais no plano xy com $z = 15m$. Situação com deficiência local.	112
Fig.6.10 – Representação das equipotenciais no plano xz com $y = 14 m$. Situação com deficiência local.	112
Fig.6.11 – Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras nos diferentes alinhamentos verticais. Situação com deficiência local.....	113
Fig.6.12 – Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras nos diferentes alinhamentos horizontais. Situação com deficiência local.....	115
Fig.6.13 – Alinhamento vertical pelo eixo da janela. Gráfico representativo dos diagramas de pressões neutras: a) análise bidimensional e b) análise tridimensional.....	117
Fig.6.14 – Alinhamentos horizontais a diferentes cotas. Gráfico representativo dos diagramas de pressões neutras na análise tridimensional. Situação com deficiência local	118
Fig.6.15 – Representação das superfícies equipotenciais nos planos xy e xz . Situação com deficiência num alinhamento vertical.	119
Fig.6.16 – Representação das equipotenciais no plano xy com $z = 15 m$. Situação com deficiência num alinhamento vertical.	120

Fig.6.17 – Representação das equipotenciais no plano xz com $y = 14\text{ m}$ (cota: -30 m). Situação com deficiência num alinhamento vertical.	120
Fig.6.18 – Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras dos diferentes alinhamentos verticais. Situação com deficiência num alinhamento vertical.	121
Fig.6.19 – Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras dos diferentes alinhamentos horizontais. Situação com deficiência num alinhamento vertical.	122
Fig.6.20 – Gráfico representativo dos diagramas de pressões neutras em alinhamentos horizontais a diferentes cotas para as situações de referência e com simulação de uma deficiência num alinhamento vertical.	124
Fig.6.21 – Gráfico representativo dos diagramas de pressões neutras em alinhamentos horizontais a diferentes cotas para as situações com simulação duma deficiência local e com simulação de uma deficiência num alinhamento vertical.	125

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 4.1 – Aplicações e características do <i>Multipoint Piezometers</i>	50
Quadro 4.2 – Especificações técnicas	50
Quadro 5.1 – Plano vertical. Descrição dos cenários em estudo	54
Quadro 5.2 – Plano vertical. Representação dos esquemas de modelação em estudo	55
Quadro 5.3 – Resumo dos valores obtidos para a “situação base de projeto” (plano vertical)	57
Quadro 5.4 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 1 (plano vertical)	59
Quadro 5.5 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 2 (plano vertical)	59
Quadro 5.6 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 3 (plano vertical)	60
Quadro 5.7 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 4 (plano vertical)	61
Quadro 5.8 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 5 (plano vertical)	63
Quadro 5.9 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 6 (plano vertical)	64
Quadro 5.10 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 7 (plano vertical)	65
Quadro 5.11 – Plano vertical. Síntese da informação obtida.....	74
Quadro 5.12 – Plano vertical. Síntese dos resultados obtidos relativos às pressões neutras	75
Quadro 5.13 – Plano horizontal. Descrição dos cenários em estudo	80
Quadro 5.14 – Plano horizontal. Representação dos esquemas de modelação em estudo.....	80
Quadro 5.15 – Resumo dos valores obtidos para a “situação base de projeto” (plano horizontal)	82
Quadro 5.16 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 1 (plano horizontal).....	85
Quadro 5.17 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 2 (plano horizontal).....	86
Quadro 5.18 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 3 (plano horizontal).....	87
Quadro 5.19 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 4 (plano horizontal).....	88
Quadro 5.20 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 5 (plano horizontal).....	89
Quadro 5.21 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 6 (plano horizontal).....	90
Quadro 5.22 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 7(plano horizontal).....	91
Quadro 5.23 – Plano horizontal. Síntese da informação obtida	101
Quadro 5.24 – Plano horizontal. Síntese dos resultados obtidos relativos às pressões neutras	102
Quadro 6.1 – Identificação dos planos xy considerados	108
Quadro 6.2 – Identificação dos planos xz considerados	109
Quadro 6.3 – Plano vertical. Situações 2D e 3D.....	116
Quadro 6.4 – Plano horizontal. Situações 2D e 3D	118

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

2D – Duas dimensões

3D – Três dimensões

DEC - Departamento de Engenharia Civil

EDP – Energias de Portugal

Fig. – Figura

ICOLD – International Commission on Large Dams

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

MEF – Método de elementos finitos

NNA – Nível Normal de Água

NMA – Nível Máximo de Água

F_p – Força de percolação

g – Aceleração gravítica

h_w – Altura piezométrica

h – Carga hidráulica

i – Gradiente hidráulico

k – Coeficiente de permeabilidade

kPa - Quilopascal

L – Comprimento

m – Metro

m^3/s – Metro cúbico por segundo

m/s – Metro por segundo

n – Porosidade do solo

Q – Caudal percolado

S – Área de secção

S' – Grau de saturação do solo

u – Pressão da água

v_r – Velocidade relativa

v – Velocidade de percolação

z – Cota geométrica

γ_w – Peso volúmico da água

ρ – Massa volúmica

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL E OBJETIVOS

O estudo da percolação através do terreno de fundação considera-se fundamental para o dimensionamento de determinadas obras de engenharia, como seja o caso das estruturas de retenção de água assentes em fundos móveis.

A análise da percolação é um aspeto de extrema importância na medida em que a compreensão do movimento da água através da fundação de estruturas, como sejam o caso das barragens, constitui a base para a avaliação das condições de segurança em relação aos fenómenos de instabilidade de origem hidráulica. Dessas análises decorrem a conceção da estrutura e a implementação de estratégias que visam minorar os efeitos nefastos da percolação.

O presente trabalho foca-se na realização de uma análise do comportamento hidráulico da fundação duma obra de retenção de água sobre fundos móveis em que se admitiu o recurso a uma cortina de estanqueidade, materializada por estacas secantes. Como o processo executivo destas coloca, por vezes, problemas que põem em causa a eficácia da cortina, foi objetivo do presente trabalho a realização de simulações visando averiguar a influência no escoamento de eventuais deficiências ocorrentes na cortina de estanqueidade.

Para o efeito, procedeu-se inicialmente à realização de estudos de percolação baseados em modelações bidimensionais, segundo dois planos ortogonais, o que contribuiu para uma melhor perceção da fenomenologia associada ao escoamento através da fundação da estrutura. Na sequência, e como objetivo último do trabalho, procedeu-se a uma análise tendo por base uma modelação tridimensional, a qual permitiu avaliar com maior rigor a influência no escoamento duma eventual deficiência da cortina de estanqueidade.

Para a realização das análises acima referidas, tomou-se como referência a geometria e características específicas da barragem de Crestuma-Lever, divulgadas em diversas publicações e artigos técnicos.

1.2. ESTRUTURA DO DOCUMENTO

A presente dissertação estrutura-se em 7 capítulos que se descrevem a seguir.

No presente capítulo é apresentado o objetivo do trabalho desenvolvido, bem como a estrutura da sua apresentação.

No capítulo 2 é feito um enquadramento teórico, onde são abordados conceitos relacionados com o fenómeno de percolação nos solos e os seus efeitos. Abordam-se vários assuntos como a velocidade

que caracteriza o fluxo no estudo da percolação, bem como algumas considerações acerca da carga hidráulica e gradiente hidráulico. Para além disso, tendo por base o espaço tridimensional, são feitas abordagens e considerações acerca da permeabilidade do solo, da lei de Darcy generalizada que rege o escoamento da água num maciço terroso, do escoamento permanente e das forças de percolação. Para finalizar este capítulo é também desenvolvida uma abordagem relativa aos processos de erosão interna, sendo este um dos fenómenos associados à instabilidade de origem hidráulica.

No capítulo 3, com base na informação recolhida na bibliografia, apresenta-se uma descrição geral do aproveitamento hidroelétrico de Crestuma-Lever. Abordam-se aspetos como a sua importância, o seu enquadramento no aproveitamento de rio Douro, a sua localização, aspetos característicos, as suas principais funcionalidades. É apresentado o processo e fases de construção e, ainda, são descritos pormenores que se entenderam importantes para o desenvolvimento deste trabalho. Ainda relativamente a esta obra, tomada como referência, são abordados alguns pormenores específicos relativos aos elementos que constituem a fundação.

No que diz respeito ao capítulo 4, este é dedicado a considerações sobre as cortinas de estanqueidade. Nele são referidos assuntos como as tipologias das cortinas, o seu processo construtivo, particularidades dos remates da cortina contra estruturas existentes e controlo do processo de execução. É ainda feita referência à monitorização cuja implementação deverá permitir avaliar a eficácia do comportamento da cortina de estanqueidade.

No capítulo 5 é apresentado o estudo e modelação de um conjunto de hipotéticas situações e cenários idealizados suscetíveis de ocorrer durante o funcionamento da barragem em estudo. Numa primeira abordagem à análise tridimensional objetivo do trabalho, foram efetuadas simulações da percolação bidimensional recorrendo-se para o efeito ao programa de cálculo automático *SEEP/w*. Estas análises foram conduzidas considerando duas vertentes, a primeira tendo por base o estudo da percolação num plano vertical e a outra num plano horizontal.

Para cada uma destas análises é, numa primeira fase, descrita a modelação do problema, na qual se incluem os aspetos dimensionais, condições de fronteira e parâmetros admitidos. Seguidamente são apresentados os estudos decorrentes das diversas análises, nos quais se incluem a “situação base de projeto”, a “situação de referência” e diferentes cenários que consideram a ocorrência de deficiências na cortina de estanqueidade.

Para aquelas situações são apresentadas análises comparativas dos resultados obtidos referentes à rede de fluxo, caudais percolados, magnitudes da velocidade e do gradiente hidráulico e, ainda, distribuições de pressões neutras.

No capítulo 6 são apresentados os estudos e análises tridimensionais da percolação, as quais foram realizadas com recurso ao *software* RS3 da *Rocscience*. À semelhança do procedimento adotado no capítulo 5 é descrito o modelo considerado e parâmetros adotados. A análise tridimensional teve como intuito estudar, num espaço 3D, um dos cenários próximos do descrito no capítulo anterior em que se considerou uma deficiência na cortina, a fim de confrontar os resultados obtidos e, ainda, uma situação que simula um defeito da verticalidade de uma estaca que constitui a cortina. Para tal são selecionados, por um lado planos paralelos aos eixos x e y , correspondentes à componente de um escoamento no plano vertical e, por outro lado, são considerados planos paralelos aos eixos x e z , correspondentes à componente de um escoamento no plano horizontal.

Por fim, no capítulo 7, são apresentadas algumas considerações finais, nas quais são mencionadas as conclusões com maior relevância acerca do trabalho desenvolvido, bem como algumas reflexões relativas a este tipo de obra.

2

PERCOLAÇÃO NOS SOLOS

2.1. INTRODUÇÃO

Neste trabalho, pretende-se conhecer de que forma as estruturas de retenção de água intervêm ao nível do comportamento hidráulico de uma fundação assente sobre fundos móveis, tomando como referência o caso da barragem de Crestuma-Lever.

Assim, para permitir uma melhor compreensão do tema em discussão, apresenta-se neste capítulo uma breve revisão das noções fundamentais acerca do fenómeno de percolação nos solos.

2.2. GENERALIDADES

No âmbito do estudo da percolação de água nos solos admite-se, geralmente, que o solo é um meio contínuo e de natureza trifásica, isto é, apresenta na sua constituição materiais em três diferentes estados, são eles: o estado sólido referente às partículas, o estado líquido correspondente à água e por fim o estado gasoso relativo ao ar.

Os espaços vazios ou poros do solo são por norma ocupados por água e/ou ar. No caso de estar completamente preenchido por ar diz-se que o solo está seco e no caso de se encontrar totalmente preenchido por água diz-se saturado. Tendo em conta a variabilidade de cada constituinte do solo é, portanto, imprescindível referir alguns dos parâmetros que os caracterizam.

No conceito de solo trifásico, referido anteriormente, está implícito o conceito do solo como meio poroso cujo esqueleto sólido envolve os poros e permite a constituição de uma rede de escoamento pela qual circula a água. Este movimento da água nos solos designa-se por **percolação**. Note-se que, ao contrário do que se possa pensar, a água não se encontra em equilíbrio hidrostático, mas sim em movimento. A água nos solos move-se quando ocorrem diferenças de carga hidráulica entre diversas regiões e o movimento é dirigido no sentido dos pontos de menor carga hidráulica.

A velocidade que caracteriza o fluxo, no estudo da percolação, é a velocidade aparente uma vez que, para o seu cálculo, tem-se em conta o volume de água que, por unidade de tempo, atravessa a área do solo normal à direção de escoamento enquanto na realidade esse volume de água só pode percorrer os vazios do solo. Essa velocidade real, v_r , pode ser dada por:

$$v_r = \frac{v}{n} \quad (2.1)$$

sendo v a velocidade de percolação e n a porosidade do solo. Esta simplificação em pouco altera a velocidade do estudo, dado que a contribuição da energia cinética para a energia total do escoamento é desprezável na maioria dos casos.

2.3. CARGA HIDRÁULICA, GRADIENTE HIDRÁULICO E LEI DE DARCY

Considere-se um maciço terroso no interior do qual se processa um escoamento. Uma partícula de água desloca-se ao longo de uma dada trajetória, a qual é vulgarmente designada por linha de corrente ou linha de fluxo.

A energia mecânica total da água por unidade de peso num escoamento, ou carga hidráulica, h , pode ser dada por:

$$h = z + h_w + \frac{v^2}{2g} \quad (2.2)$$

sendo que estas três parcelas dizem respeito a:

z - representa a cota geométrica em relação a um plano horizontal de referência fixado;

h_w - representa a altura piezométrica;

$\frac{v^2}{2g}$ - caracteriza a energia cinética, onde g é a aceleração gravítica.

Esta última parcela, face à normalmente reduzida velocidade das partículas da água no solo, é desprezada na maior parte dos problemas, ficando a expressão da carga hidráulica reduzida à seguinte fórmula:

$$h = z + h_w \quad (2.3)$$

Assim, a cota piezométrica (h) não é mais do que a soma da cota geométrica (z) com a altura piezométrica (h_w) e representa, portanto, a energia potencial da água por unidade de peso em cada ponto. Esta energia engloba assim apenas duas parcelas: a primeira, z , que corresponde à energia potencial de posição, e a segunda, h_w , que está associada ao estado de compressão a que a água está sujeita, valendo pois:

$$h_w = \frac{u}{\gamma_w} \quad (2.4)$$

onde:

u - corresponde ao valor de pressão da água;

γ_w - corresponde ao peso volúmico da água.

Num estado hidrostático, h é constante e a pressão diminui com o aumento de z :

$$\frac{u}{\gamma_w} = h - z \quad (2.5)$$

Por outro lado, constata-se que a existência de escoamento acontece quando existe uma diferença de cargas hidráulicas entre dois pontos (1 e 2) separados por um comprimento L , atendendo a que há uma perda de carga, Δh , positiva no sentido do escoamento (Fig. 2.1). Esta perda de carga deve-se ao atrito entre a água e as partículas de solo durante o escoamento. Tem-se então:

$$\Delta h = h_1 - h_2 \quad (2.6)$$

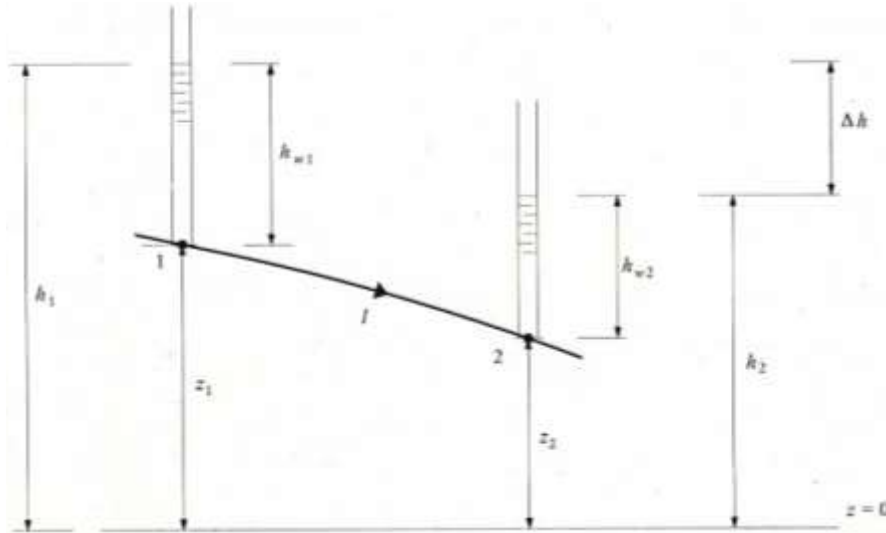


Fig. 2.1 – Movimento de uma partícula de água num maciço terroso [1].

Tendo em conta a equação 2.3, pode então escrever-se:

$$\Delta h = (z_1 - z_2) + (h_{w1} - h_{w2}) \quad (2.7)$$

expressão que pode ser obtida diretamente do teorema de Bernoulli desprezando as parcelas referentes à energia cinética.

A perda média de carga ao longo de um comprimento L da linha de fluxo é designado por gradiente hidráulico, i , e é representada por:

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (2.8)$$

A lei de Darcy é a lei que rege o movimento da água num meio terroso e foi deduzida pela via experimental.

Com base em ensaios, Darcy concluiu que o caudal percolado Q é diretamente proporcional à perda de carga entre dois pontos e à área de secção S , e é inversamente proporcional ao comprimento L entre os mesmos. Esta conclusão é conhecida como lei de Darcy e é representada pela expressão:

$$Q = k \frac{h_1 - h_2}{L} S = k \frac{\Delta h}{L} S = k i S \quad (2.9)$$

em que S é a área da secção transversal da amostra e k a constante de proporcionalidade.

Dividindo ambos os membros da equação acima pela secção S obtém-se:

$$v = \frac{Q}{S} = k i \quad (2.10)$$

Esta expressão consagra a proporcionalidade entre a velocidade de percolação e o gradiente hidráulico. A constante de proporcionalidade k é designada por coeficiente de permeabilidade do solo. A permeabilidade varia com as características do solo (porosidade e tipo de solo), do fluido (viscosidade e densidade) e ainda da temperatura.

Devem, ainda, ser notados alguns comentários a propósito da lei de Darcy, como o facto da velocidade à qual se refere o texto ser uma velocidade aparente ou macroscópica. Com efeito: i) a água só atravessa uma fração de área S igual a nS , sendo n a porosidade do solo; ii) a trajetória real de cada partícula de água através dos canalículos formados pelos poros do solo é necessariamente bastante

sinuosa; iii) uma partícula de água experimentará grandes variações de velocidade ao longo do seu percurso, ditadas pelos sucessivos estrangulamentos e alargamentos dos canalículos.

Assim, facilmente se compreende que a velocidade de percolação, v , resulte da divisão de um dado caudal pela secção total do solo, admitindo uma trajetória fictícia, linearizada, entre montante e jusante e considerando ao longo dessa trajetória um movimento uniforme.

É importante referir que a lei de Darcy é válida apenas para casos em que o escoamento é laminar. Em solos finos esta condição é verificada, no entanto, em solos constituídos por areias grossas e seixos é importante conhecer se o regime não se encontra em transição entre regime laminar e turbulento ou mesmo em regime turbulento. Caso tal se verifique, a velocidade passa a ser calculada por uma função linear do gradiente hidráulico. De modo a verificar esta alteração de regime é utilizado o número de Reynolds em meios porosos.

Para a grande maioria dos maciços terrosos os escoamentos verificam-se com velocidades muito baixas, correspondendo a um número de Reynolds também muito baixo, pelo que, segundo alguns trabalhos experimentais, o escoamento processa-se em regime laminar. Escoamentos turbulentos podem todavia ocorrer em certos solos muito grossos, como cascalhos limpos [1].

2.4. PERMEABILIDADE DO SOLO

Na generalidade dos casos de escoamento através do solo o meio é anisotrópico e a permeabilidade num determinado ponto referida a um sistema ortogonal de eixos (x, y, z) é definida pela matriz de permeabilidade [2]:

$$[k] = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{xy} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{xz} & k_{yz} & k_{zz} \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

Interessa esclarecer que, tipicamente, os maciços terrosos exibem anisotropia de permeabilidade mais ou menos pronunciada. Tal fenómeno resulta, em parte, da existência de uma orientação preferencial das partículas em cada estrato que advém do peso dos sedimentos subjacentes, uma vez que tendem a dispor-se com a maior dimensão na direção horizontal, facilitando assim a circulação da água nesta mesma direção.

Este aspeto torna-se tanto mais relevante quanto mais a forma das partículas se aproxima da laminar e se afasta da “esférica”. Daí que nos maciços granulares, tal aspeto não seja suscetível de conduzir a um grau elevado de anisotropia, enquanto nos solos argilosos, especialmente os mais antigos, que naturalmente apresentam uma estrutura orientada, este fenómeno adquire maior importância.

Se se tratar de um meio poroso homogéneo a matriz $[k]$ terá o mesmo valor em todos os pontos. Por outro lado, se o meio for heterogéneo o seu valor irá variar ao longo desse mesmo meio.

Caso as direções principais de permeabilidade do meio coincidam com as direções do referencial a matriz $[k]$ pode ser escrita da seguinte forma:

$$[k] = \begin{bmatrix} k_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & k_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & k_{zz} \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

E ainda, se o meio for isotrópico, ou seja, se as propriedades físicas que caracterizam a permeabilidade do meio forem as mesmas independentemente da direção considerada, tem-se $k_{xx} = k_{yy} = k_{zz} = k$, e a matriz será:

$$[k] = \begin{bmatrix} k & 0 & 0 \\ 0 & k & 0 \\ 0 & 0 & k \end{bmatrix} \quad (2.13)$$

2.5. LEI DE DARCY GENERALIZADA

Considerando um escoamento num meio poroso tridimensional, em que a carga hidráulica varia em todas as direções, torna-se importante determinar o gradiente hidráulico nas respetivas componentes i_x , i_y e i_z , através das expressões:

$$\begin{aligned} i_x &= -\frac{\partial h}{\partial x} \\ i_y &= -\frac{\partial h}{\partial y} \\ i_z &= -\frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned} \quad (2.14)$$

A generalização da lei de Darcy para um escoamento num meio poroso homogêneo e anisotrópico caracterizado pela matriz 2.11 fica:

$$\vec{v} = -[k]\overrightarrow{\text{grad}}(h) \quad (2.15)$$

ou, na forma matricial:

$$\begin{Bmatrix} v_x \\ v_y \\ v_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{xy} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{xz} & k_{yz} & k_{zz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -\frac{\partial h}{\partial x} \\ -\frac{\partial h}{\partial y} \\ -\frac{\partial h}{\partial z} \end{Bmatrix} \quad (2.16)$$

Note-se que o sinal negativo no vetor de taxa de variação de carga hidráulica é incluído, visto que a velocidade do escoamento ocorre no sentido dessa mesma perda de carga.

Caso as direções principais de permeabilidade do meio coincidam com as direções do referencial, os valores não diagonais da matriz $[k]$ anulam-se e como tal a expressão 2.16 pode ser escrita da seguinte forma:

$$\begin{Bmatrix} v_x \\ v_y \\ v_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & k_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & k_{zz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -\frac{\partial h}{\partial x} \\ -\frac{\partial h}{\partial y} \\ -\frac{\partial h}{\partial z} \end{Bmatrix} \quad (2.17)$$

ou na forma:

$$\begin{aligned}v_x &= -k_x \frac{\partial h}{\partial x} \\v_y &= -k_y \frac{\partial h}{\partial y} \\v_z &= -k_z \frac{\partial h}{\partial z}\end{aligned}\tag{2.18}$$

Por último, se o meio poroso for homogéneo e isotrópico a matriz de permeabilidade terá um valor único $k = k_x = k_y = k_z$ reduzindo a equação 2.16 a:

$$\begin{aligned}v_x &= -k \frac{\partial h}{\partial x} \\v_y &= -k \frac{\partial h}{\partial y} \\v_z &= -k \frac{\partial h}{\partial z}\end{aligned}\tag{2.19}$$

2.6. ESCOAMENTOS PERMANENTES TRIDIMENSIONAIS

A equação de conservação da massa é representada por:

$$\text{div}(\rho v) = -\frac{\partial}{\partial t}(\rho S' n)\tag{2.20}$$

em que:

- ρ - massa volúmica
- S' - grau de saturação do solo
- n - porosidade

Considerando que para um solo completamente saturado, em regime permanente e com variação da densidade da água nula (incompressível), as condições de continuidade obrigam a que a quantidade de água que entra seja igual à quantidade que sai na unidade de tempo, logo a equação 2.20 da conservação da massa, num meio tridimensional, é chamada de equação de continuidade e pode ser escrita como:

$$\frac{\partial}{\partial x} v_x + \frac{\partial}{\partial y} v_y + \frac{\partial}{\partial z} v_z = 0\tag{2.21}$$

Substituindo as velocidades pela equação 2.17 da lei de Darcy generalizada, considerando um meio poroso homogéneo anisotrópico, obtém-se:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{xz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_{xy} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{yz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_{xz} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{yz} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0\tag{2.22}$$

que no caso de meio homogéneo se escreve:

$$\left(k_{xx} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_{xy} \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_{xz} \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) + \left(k_{xy} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_{yy} \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_{yz} \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) + \left(k_{xz} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_{yz} \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_{zz} \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) = 0\tag{2.23}$$

Caso as direções das permeabilidades principais sejam coincidentes com as do referencial, obtém-se:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.24)$$

Finalmente, caso o meio poroso seja homogêneo e isotrópico com $k_x = k_y = k_z = k$ a equação anterior pode ser escrita como:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.25)$$

ou simplifcadamente:

$$\nabla^2 h = 0 \quad (2.26)$$

Uma equação deste tipo designa-se por equação de Laplace. Esta rege o fluxo de qualquer líquido incompressível através de um meio poroso também incompressível e, em particular, a percolação em meios terrosos com isotropia de permeabilidade. A obtenção da equação 2.26 é um processo usual e descrito em muitos problemas como os da condução de calor e da distribuição de potencial elétrico ou magnético.

2.7. FORÇAS DE PERCOLAÇÃO

Durante o movimento da água geram-se tensões de natureza atrítica na estrutura sólida do meio poroso que, em seguida, são equilibradas por forças resistentes mobilizadas no mesmo meio. Assim, tendo em conta o princípio de igualdade do par ação-reação, poderá dizer-se que estas forças resistentes, associadas à reação do meio face ao escoamento, equilibram as forças iguais e diretamente opostas que resultam da ação do movimento da água no meio. Estas forças à qual se refere o texto são as forças de percolação [1].

Em termos simples, a força de percolação não é mais do que a força que, em consequência do seu movimento, a água aplica à unidade de volume do solo. A força de percolação apresenta uma grandeza proporcional ao gradiente hidráulico e a direção e o sentido do escoamento.

Considere-se um caso onde se verifica fluxo de água no plano xz de um ponto 0 para um ponto 1. Como a distribuição de pressão não é hidrostática:

$$u_1 - u_0 = \int_{u_0}^{u_1} du \quad (2.27)$$

sabendo que:

$$du = \frac{\partial u}{\partial x} dx + \frac{\partial u}{\partial z} dz = \overrightarrow{grad}(u) \cdot d\vec{s} \quad (2.28)$$

obtém-se:

$$u_1 - u_0 = \int_{u_0}^{u_1} \overrightarrow{grad}(u) \cdot d\vec{s} \quad (2.29)$$

também se sabe que:

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} \Leftrightarrow u = \gamma_w(h - z) \quad (2.30)$$

e

$$\overrightarrow{grad}(u) = \gamma_w (\overrightarrow{grad}(h) - \overrightarrow{grad}(z)) \quad (2.31)$$

então:

$$u_1 - u_0 = \int_{u_0}^{u_1} \gamma_w \overrightarrow{grad}(h) \cdot d\vec{s} - \int_{u_0}^{u_1} \gamma_w \overrightarrow{grad}(z) \cdot d\vec{s} \quad (2.32)$$

ou considerando relações idênticas à equação 2.28:

$$u_1 - u_0 = \gamma_w \int_{h_0}^{h_1} dh - \gamma_w \int_{z_0}^{z_1} dz = \gamma_w (h_1 - h_0) - \gamma_w (z_1 - z_0) \quad (2.33)$$

Desta última equação é possível observar que, no que se refere à primeira parcela, esta representa a pressão de natureza hidrodinâmica, enquanto a segunda parcela traduz a pressão de natureza hidrostática. Caso não ocorresse escoamento de 0 para 1, a distribuição de pressões seria apenas de natureza hidrostática e a equação 2.33 seria:

$$u_1 - u_0 = -\gamma_w (z_1 - z_0) = \gamma_w (z_0 - z_1) = \gamma_w L \quad (2.34)$$

onde L é a diferença de cotas entre os dois pontos.

Assim, a parcela da equação 2.32, que corresponde à variação de pressão de natureza hidrodinâmica, está diretamente relacionada com a força de percolação por unidade de volume que se gera durante o escoamento. Admite-se que:

$$\vec{f}_p = -\gamma_w \overrightarrow{grad}(h) = -\gamma_w \vec{i} \quad (2.35)$$

Integrando a equação anterior na área permite determinar a força de percolação atuando no domínio como:

$$\vec{F}_p = -\gamma_w \iint \nabla h \, dx \, dz \quad (2.36)$$

Para o caso tridimensional temos:

$$\vec{F}_p = -\gamma_w \iiint \nabla h \, dx \, dy \, dz \quad (2.37)$$

2.8. PROCESSO DE EROSÃO INTERNA

É, ainda, importante tecer algumas considerações acerca da erosão interna tão suscetível de ocorrer numa fundação de qualquer tipo de barragem (de betão/alvenaria ou de aterro), bem como entender alguns fenómenos e principais fatores que intervêm no processo de erosão.

A erosão interna é uma das principais causas de acidentes e de roturas em barragens, especialmente nas barragens de aterro. Os modos de rotura deste tipo estão associados ao arrastamento de partículas de solo através da percolação no aterro da barragem ou na sua fundação. A erosão interna engloba diferentes tipologias, conforme a sua iniciação fenomenológica, nomeadamente: erosão através de fuga concentrada, erosão regressiva, sufusão e erosão no contacto entre solos.

Um processo de erosão interna que conduza à rotura de uma barragem de aterro desenvolve-se fundamentalmente em quatro fases sequenciais, designadas por: i) iniciação da erosão; ii) continuação da erosão ou filtração; iii) progressão da erosão; iv) formação de brecha.

2.8.1. PROCESSOS DE EROSÃO INTERNA

A *International Commission on Large Dams* [3] recolheu dados relativos a grandes barragens de todo o mundo, com o intuito de desenvolver uma análise estatística extensa de incidentes em barragens, envolvendo, em especial, os modos de rotura estruturais relacionados com a erosão interna.

Recentemente, o grupo europeu de trabalho (EWG – *European Working Group*), criado pela ICOLD para o estudo da temática da erosão em barragens de aterro e suas fundações, estabeleceu uma linha de orientação para a realização de análises de riscos relativas a processos de erosão interna que conduzem à rotura.

Foram, deste modo, identificadas as quatro fases fundamentais do processo de erosão interna em barragens de aterro e suas fundações, já referidas anteriormente. Descrevem-se, seguidamente, cada uma delas.

2.8.1.1. Iniciação de erosão interna

A fase de iniciação de erosão interna surge quando ocorre a separação das partículas. São definidos quatro fenómenos de iniciação: erosão em fugas concentradas, erosão regressiva, sufusão e erosão de contacto entre solos. Na sequência apresentam-se os principais fatores que influenciam a suscetibilidade de ocorrência de cada um desses fenómenos de iniciação [4].

- **Erosão em fugas concentradas**

Pode ocorrer numa fissura existente no núcleo argiloso do aterro da barragem ou na sua fundação. Os fatores que mais contribuem para o aparecimento das ditas fissuras são os assentamentos diferenciais, os ciclos de secagem e molhagem, os ciclos de gelo e degelo, a fraturação hidráulica ou a elevada permeabilidade no aterro ou na fundação.

A existência de um caminho preferencial da percolação poderá dever-se a vazios existentes no aterro, ao longo do contacto com uma parede de betão ou com uma conduta ou à formação de vazios interligados que atravessam todo o aterro, resultado, por exemplo, de compactação insuficiente ou desadequada.

- **Erosão regressiva**

Inicia-se numa zona de escoamento livre e sem filtros à saída do escoamento, no aterro ou na fundação, e envolve a separação e o arrastamento para jusante de partículas de solo, de modo progressivo e regressivo (no sentido de jusante para montante).

Os gradientes hidráulicos, assim como as velocidades de percolação, devem ser suficientemente elevados de modo a separar as partículas na fronteira de saída do escoamento. Se o aterro for homogéneo, o processo evolutivo continua até se formar um tubo que atinge a albufera, ocorrendo o fenómeno de erosão tubular, o chamado “*piping*”. Caso o aterro seja heterogéneo, a erosão regressiva pode terminar numa zona de gradientes hidráulicos menores. A erosão tubular por erosão regressiva pode desenvolver-se após o início de sufusão.

- **Sufusão**

A sufusão consiste numa erosão seletiva de partículas finas, contidas no interior de uma matriz de partículas mais grosseiras (partículas estruturais). As partículas mais finas atravessam os vazios existentes entre as partículas maiores, deixando intacto um esqueleto de solo formado pelas partículas mais grosseiras. Os solos suscetíveis a sufusão são usualmente referidos como solos internamente instáveis.

É de referir, ainda, que os solos mais suscetíveis de sofrerem sufusão apresentam granulometria extensa, grosseira, com cauda relativa aos materiais finos praticamente horizontal e granulometria descontínua (por exemplo: com ausência da fração granulométrica com dimensões de areia). O resultado de um processo prolongado de sufusão traduz-se num abatimento, também designado por depressão, observável à superfície (“*sinkhole*”).

- **Iniciação por erosão no contacto entre solos**

Consiste numa erosão seletiva de partículas finas em contacto com um estrato ou uma camada de material mais grosseiro. Este tipo de erosão desenvolve-se numa interface entre materiais de granulometria contrastante sujeita ao efeito do escoamento. A erosão na interface entre diferentes solos ocorre com escoamento na direção paralela à interface entre solos.

2.8.1.2. Continuação da erosão ou filtragem

O desenvolvimento de processos de erosão interna, que culminam na rotura da barragem e sua fundação, é muitas vezes associado à ausência de qualquer tipo de filtros. Aos solos suscetíveis de padecer de qualquer fenómeno de iniciação de erosão interna, devem ser adotadas medidas como seja a consideração de filtros granulares adequados em zonas de transição, onde se podem desenvolver gradientes hidráulicos importantes, para deste modo evitar a continuação da erosão interna.

A presença de filtros pode, assim, parar eficazmente o processo de erosão através da retenção das partículas finas arrastadas e da cicatrização de fugas concentradas de água. Porém, os filtros terão de satisfazer os critérios adequados de dimensionamento e não devem apresentar segregações resultantes de deficiente construção.

Os filtros granulares para a retenção de materiais finos são dimensionados, principalmente, através da aplicação de critérios empíricos.

2.8.1.3. Progressão da erosão

A progressão da erosão está associada ao aumento de uma zona afetada por erosão interna e ao aumento das pressões intersticiais e dos caudais percolados. Normalmente esta fase associa-se ao desenvolvimento de uma erosão tubular através do aterro ou da sua fundação.

A progressão da erosão no aterro depende de dois fatores fundamentais: da aptidão do tubo não colapsar enquanto este se mantém aberto; e da suscetibilidade do tubo sofrer erosão (taxa de erosão).

No caso da progressão da erosão na fundação, para além dos fatores acima mencionados, há ainda a acrescentar que a estratigrafia da fundação, assim como o tipo de material de fundação são aspetos que influenciam a capacidade do tubo de não colapsar. Um estrato coesivo ou uma estrutura rígida, como um descarregador de cheias ou uma conduta, sobrejacente ao material que sofre erosão, poderá

facilitar a progressão da erosão na fundação. Materiais bem graduados sobrejacentes aos materiais erodidos podem preencher o tubo induzido pela erosão e contribuir para a colmatação da erosão.

2.8.1.4. Mecanismos de formação de brecha

Finalmente, nesta última fase dum processo de erosão interna, considera-se que pode ocorrer um de quatro mecanismos que conduzem à formação de brecha: a) alargamento excessivo de um tubo de erosão; b) instabilidade do talude de jusante, devido ao aumento das pressões intersticiais; c) galgamento por perda de folga, devido a assentamento do aterro e d) destacamento de material do talude de jusante.

Para reduzir a suscetibilidade de formação de um dos mecanismos de brecha identificados é importante que a monitorização das barragens permita detetar atempadamente as fases de continuação e de progressão da erosão interna no aterro e na fundação. Em barragens importantes, é recomendável que a sua monitorização tenha em conta adicionalmente o risco de erosão interna através da consideração de medidas de mitigação dos fatores influenciadores da ocorrência de erosão interna.

3

APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE CRESTUMA-LEVER

3.1. INTRODUÇÃO

O aproveitamento hidráulico de Crestuma-Lever, situado a cerca de 13 km da cidade do Porto e a cerca de 20 km da Foz do Douro foi o último de uma série de oito grandes aproveitamentos construídos no rio Douro, a nível nacional. Estão eles associados à construção das barragens de Miranda, Picote, Bemposta, Pocinho, Valeira, Régua, Carrapatelo e finalmente Crestuma-Lever (Fig. 3.1). Esta é, portanto, a barragem mais a jusante do Douro, estando localizada na fronteira das freguesias de Crestuma e Lever no concelho de Vila Nova de Gaia.

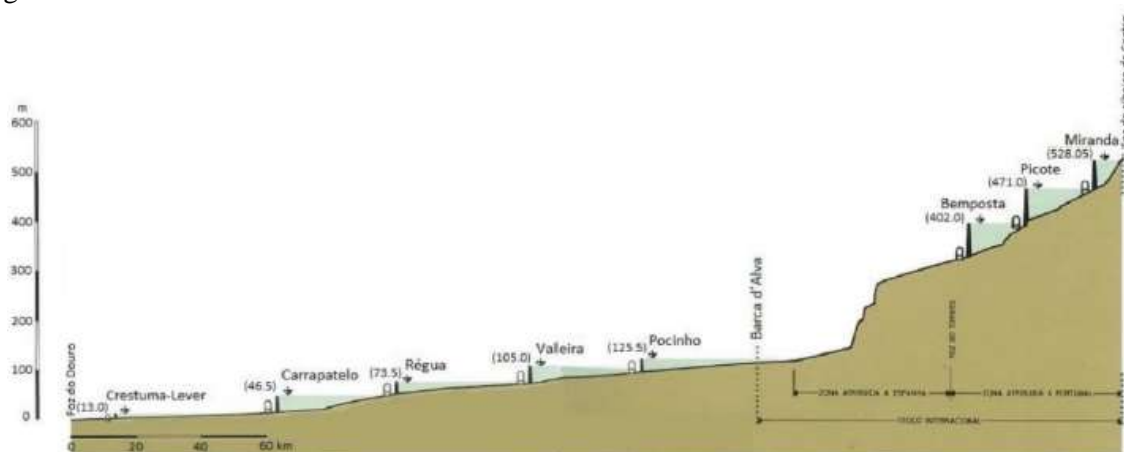


Fig. 3.1 – Perfil longitudinal dos aproveitamentos hidráulicos do rio Douro Nacional [5].

Para fundamento da tomada de decisão das localizações dos diversos aproveitamentos representados na figura 3.1, foram tidos em conta variadíssimos estudos imprescindíveis à concretização dos empreendimentos. Houve necessidade de se desenvolver estudos hidrológicos e energéticos, topográficos, morfológicos e geológicos, sociológicos e económicos, bem como os de utilização das albufeiras nos seus aspetos piscícola e de abastecimento de água a populações. Para além destes, outros estudos foram efetuados relativamente à construção dos aproveitamentos, restabelecimento de acessos, problemas de segurança nas obras de arte da rede viária da região e de novas instalações para os agregados sociais vinculados à região. Finalmente concretizaram-se os estudos referentes à estabilidade, hidráulica, equipamentos e sua montagem, estratégias e normas de construção [5].

A obra tomada como referência neste trabalho começou a ser idealizada em finais da década de 1960. No entanto começou a ser construída pelo grupo EDP apenas em 1977, tendo entrado em serviço em 1986.

O aproveitamento de Crestuma-Lever, cuja finalidade é múltipla, teve como principal objetivo a produção de energia elétrica. Para além disso, constitui uma grande reserva de água doce junto ao grande Porto, abastecendo a população de Vila Nova de Gaia, da cidade do Porto e concelhos limítrofes.

A grande albufeira, com 44 km de extensão e área inundada de 1070ha, tem muito interesse turístico [4].

Ora, a influência da realização dos aproveitamentos hidráulicos do Douro foi obviamente importante no contributo para a satisfação dos consumos de energia elétrica nacional, mas para além disso, contribuiu para a melhoria das condições de navegabilidade do rio, para a criação de emprego e ainda constituiu, e constitui nos dias de hoje, um fator de progresso e desenvolvimento económico e social de uma vasta região, bem como uma mais-valia nos aspetos culturais e paisagísticos [6].

Destacam-se, seguidamente, alguns dos aspetos mais relevantes:

- **Estabelecimento e beneficiação de vias de comunicação**

A construção dos aproveitamentos do Douro obrigou à beneficiação de numerosos troços da rede de estradas nacionais e municipais e à construção de troços inteiramente novos. Com exceção de Picote, os coroamentos de todas as barragens do Centro de Produção do Douro estão equipados com viadutos com características de estradas nacionais, constituindo meios de comunicação privilegiados entre as duas margens do rio. O viaduto construído sobre o coroamento da barragem de Crestuma-Lever (Fig. 3.2) e a construção dos novos troços da EN 109-2 e da EN 222, em substituição de outros muito degradados, facilitou de forma muito significativa as ligações Norte-Sul, com particular incidência no tráfego nas áreas dos concelhos do Porto, Penafiel, Vila Nova de Gaia, Santa Maria da Feira, Arouca e Castelo de Paiva.

A rede ferroviária foi igualmente objeto de importantes melhoramentos, quer a nível de estações e cais de embarque, por forma a adaptá-los às necessidades das obras, quer a nível do prolongamento e construção de ramais de linhas e da reformulação de outras já existentes, motivadas pela alteração dos níveis de água.

- **Abastecimento de água**

O aumento das disponibilidades de água, nomeadamente no Verão, induzido pela construção das barragens, constitui um fator de progresso de toda a região pelas condições notáveis que criou para o abastecimento de água, tanto para fins do consumo público como para rega [6].

O sistema de abastecimento de água, atualmente, passa pela interligação do sistema do Grande Porto ao sistema vizinho de Águas do Cávado e pela ligação dos subsistemas de Lever e do Vale do Sousa, de forma a permitir o abastecimento à região em caso de emergência por deterioração da água do rio Douro [7].

- **Atividades turísticas de lazer**

Os extensos planos de água criados pelos empreendimentos hidroelétricos, que mantêm variações de nível muito pouco significativas, potenciaram o rio e as zonas ribeirinhas de forma decisiva para o desenvolvimento das atividades turísticas e de lazer. Graças a eles é possível ao longo de quase todo o ano a prática de desportos náuticos em condições de segurança. As regatas e outras provas náuticas,

que vêm conhecendo uma notável expansão particularmente nas albufeiras da Régua e Crestuma-Lever e os cruzeiros na via navegável, contribuem decisivamente para o desenvolvimento das estruturas turísticas da região [6].

- **Ordenamento piscícola**

Todos os aproveitamentos do Douro Nacional estão equipados com eclusas de peixes tipo “Borland” por forma a permitir a continuidade da migração das espécies haliêuticas [6].



Fig. 3.2 – Vista aérea do corpo total da barragem de Crestuma-Lever (foto EDP).

3.2. CARACTERÍSTICAS GERAIS DO APROVEITAMENTO

Esta foi a primeira obra hidráulica, construída no País, assente sobre fundos móveis, isto é, em ocasião de grandes cheias as comportas são elevadas acima do nível das águas, ficando apenas os pilares com formas hidrodinâmicas a obstruir a corrente, tal como sucede habitualmente com uma ponte.

O simples facto de a obra em questão se tratar de uma barragem do tipo móvel, fez com que esta fosse uma obra de grande envergadura nunca antes realizada em Portugal à data da construção.

Crestuma-Lever, último aproveitamento a ser construído no curso principal do Douro, entrou em serviço em 1986 e tem uma capacidade instalada de 105 MW e uma produção média anual de 399 GWh [6].

À sua cota de retenção normal (13,0 m), a albufeira, criada com a construção da barragem, tem uma área de 96 520 km² que se estende por 44 km, sensivelmente até ao aproveitamento do Carrapatelo, atravessando os concelhos de Vila Nova de Gaia, Gondomar, Santa Maria da Feira, Castelo de Paiva, Cinfães, Penafiel e Marco de Canaveses. Apresenta uma capacidade total de 110 milhões de m³, sendo apenas de 16 milhões o volume utilizável em exploração normal [6].

O aproveitamento é constituído essencialmente pelo corpo da barragem-descarregador e por um grande núcleo de construção, junto da margem esquerda e no alinhamento da barragem. Este, separado da barragem pelo muro barragem-central, integra a central, o edifício de comando, a subestação de transformação e uma eclusa de navegação junto ao encontro da margem esquerda (Fig. 3.3).

O muro barragem-central é ainda dotado de uma eclusa de peixes do tipo “Borland”, de modo a minimizar os impactes devidos à construção da barragem.

Os impactes ambientais da construção desta barragem foram reduzidos de modo a não serem sensíveis para a economia local, uma vez que a cota de retenção da albufeira foi fixada nos 13,0 m, o que se traduziu num reduzido desnível entre montante e jusante verificando-se assim uma pequena área de terrenos inundados devido à construção.

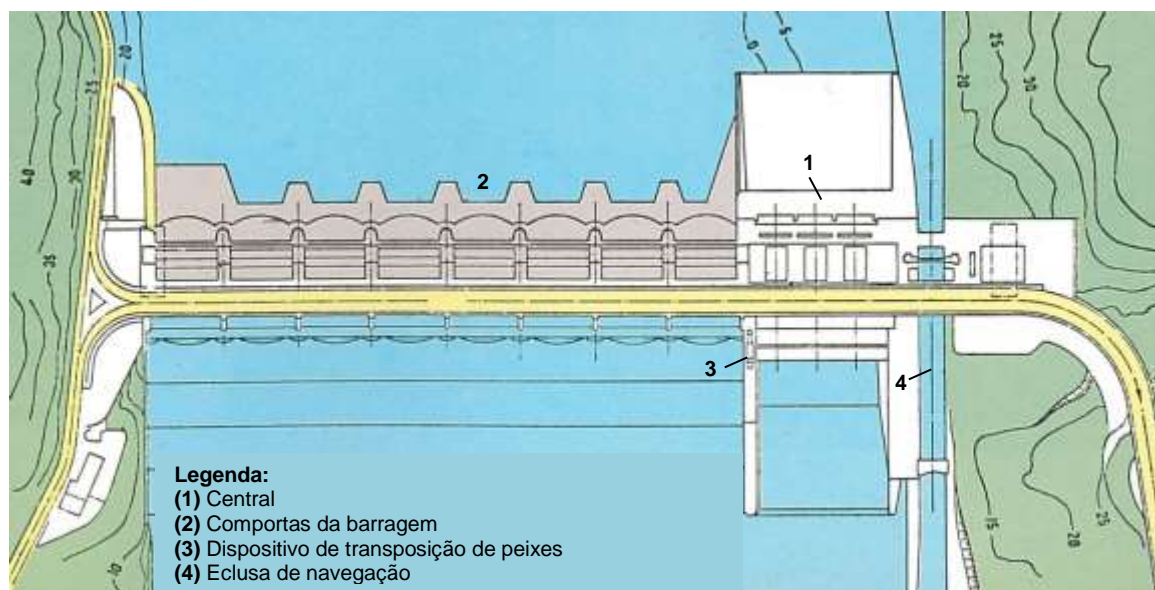


Fig. 3.3 – Planta geral do aproveitamento [6].

A central é limitada pelos blocos das tomadas de água do lado de montante e por uma parede do lado de jusante. A sua nave principal tem dimensões de $50 \times 16,2 \times 21,6 \text{ m}$ e está equipada com três grupos do tipo bolbo com turbina “Kaplan” de eixo horizontal (Fig. 3.4), com potência de 39000 kW e com alternadores trifásicos de eixo horizontal de 36,1 MVA [6].

Dois pórticos de 125 toneladas permitem a entrada e saída na central de grandes peças. São, também, estes pórticos importantes para as operações de manutenção do equipamento hidromecânico dos descarregadores de cheias, da enscadeira e da porta de montante da eclusa de navegação. A central é, ainda, dotada de uma ponte rolante de 35 toneladas. O edifício de comando, em parte situado sobre a central, aloja o equipamento de comando dos grupos [5].

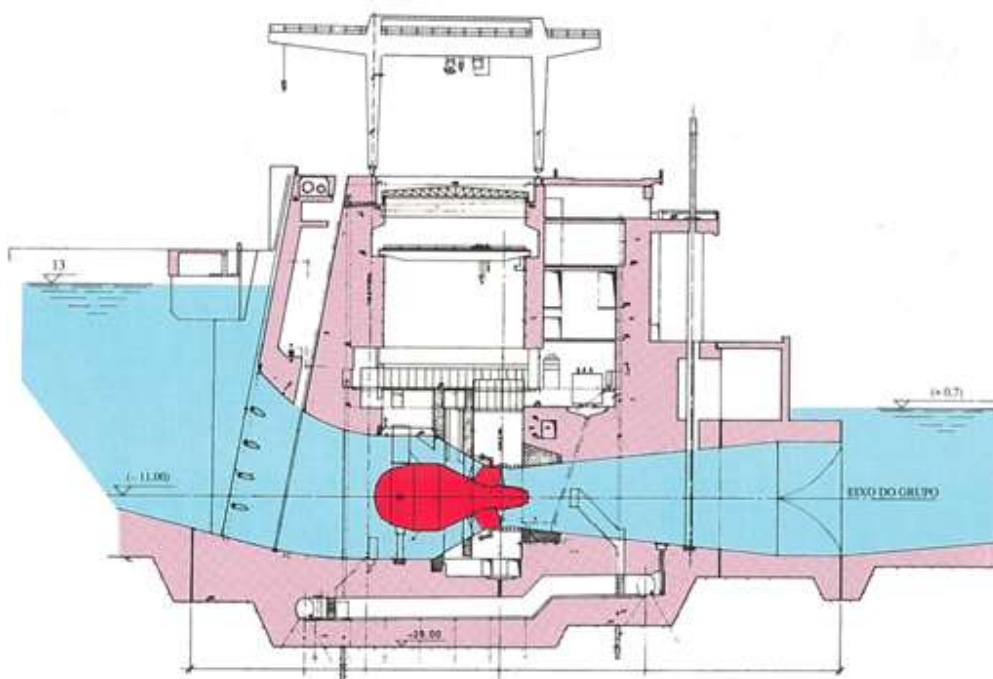


Fig. 3.4 – Corte de um grupo giratório da barragem de Crestuma-Lever. Grupo de geradores Kaplan – tipo “bolbo” [6].

Quanto à eclusa de navegação, esta é, tal como a central, fundada no maciço rochoso e, apesar de ser semelhante às eclusas do Douro Nacional, apresenta menor queda. A comporta de montante é do tipo vagão e a comporta de jusante é do tipo duplo batente, isto é, constituída por duas folhas de eixo vertical. A caldeira tem 85 m de comprimento por 12,1 m de largura. O sistema de enchimento e esvaziamento é do tipo semelhante ao das restantes eclusas do Douro, mas mais simplificado, uma vez que Crestuma-Lever tem menor queda, ficando a saída da água da eclusagem do lado da central, a jusante [5].

Os pilares são o principal suporte das comportas e do viaduto e, como tal, assumem um papel fundamental, como elementos vitais para assegurar a estabilidade da obra.

Os pilares possuem 6 m de espessura, 65,5 m de altura máxima acima da fundação, 50 m de comprimento e são fundados em pegões por meio da técnica de paredes de betão moldadas que atingiram o maciço rochoso [5]. E, como já referido, dão apoio às oito grandes comportas do tipo vagão de duplo corpo, com 13,8 m de altura e 30,2 m de vão útil e com uma capacidade total máxima de vazão de $26\,000\text{ m}^3/\text{s}$.

É de referenciar a existência das bacias de dissipação (Fig. 3.5) cujas funções são, entre outras, eliminar o risco de refluimento das areias, atenuar a velocidade de percolação sob a barragem e atenuar as subpressões que se exercem nas soleiras dissipadoras [8].

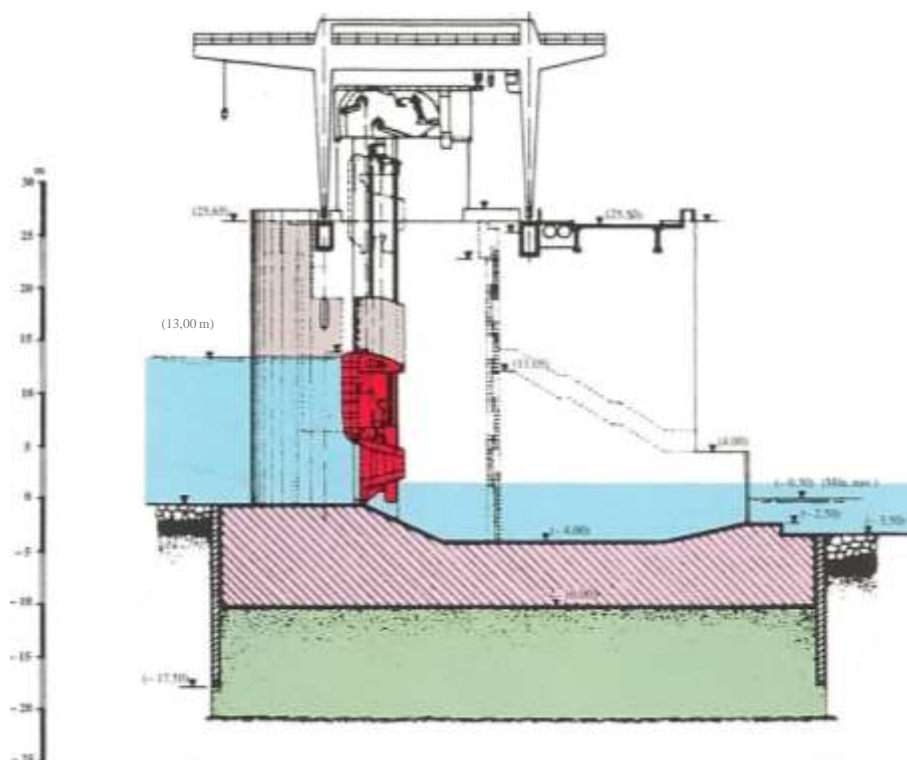


Fig. 3.5 – Corte tipo da barragem e bacia de dissipação, com pormenor das comportas [6].

As bacias de dissipação de energia da descarga de cheias foram betonadas sobre a formação aluvionar, como se depreende da Fig. 3.6, com exceção da primeira da margem direita que foi fundada no maciço rochoso, e por tal são designadas como sendo do tipo flutuante. Estão equipadas, tanto a montante como a jusante, com muros corta-águas, executados pela técnica de paredes moldadas de betão (ver Fig. 3.7).

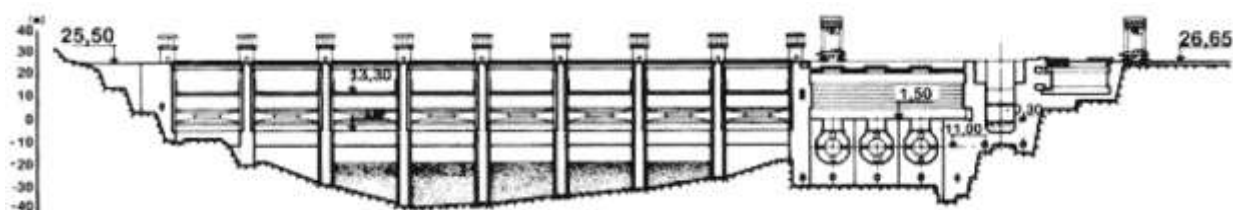


Fig. 3.6 – Perfil longitudinal da barragem de Crestuma-Lever [5].

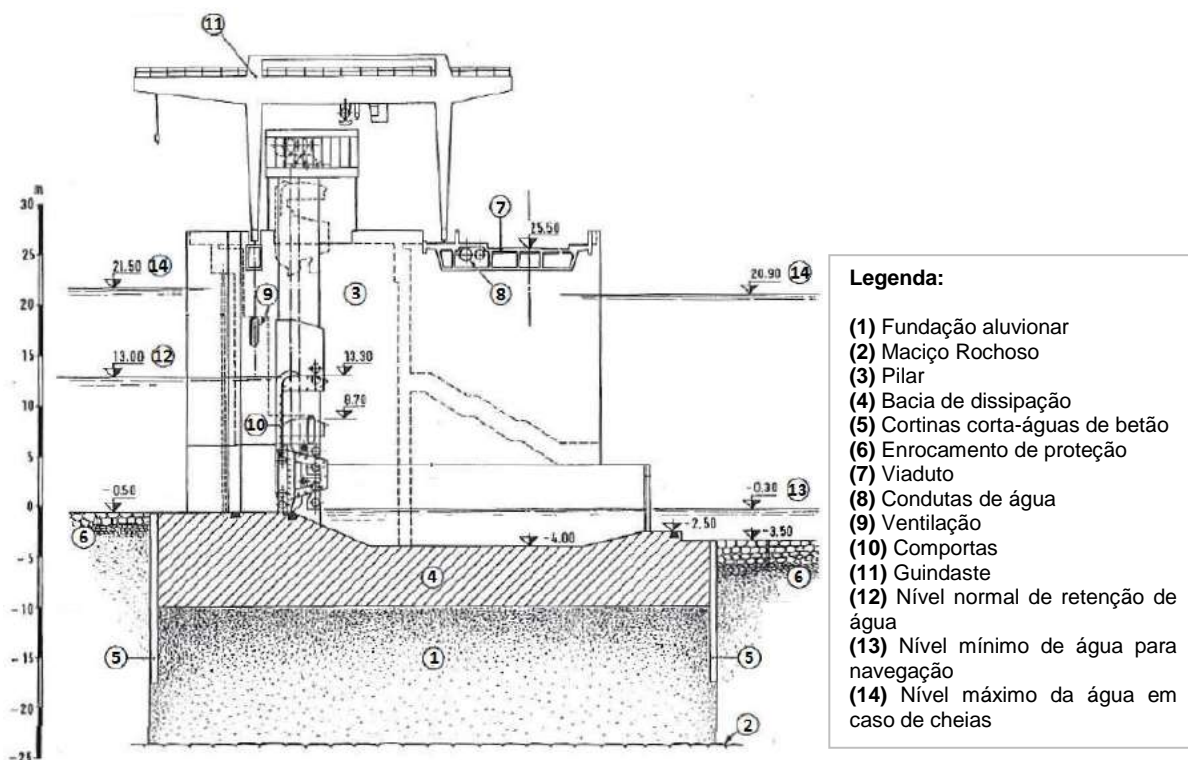


Fig. 3.7 – Perfil transversal da barragem de Crestuma-Lever [5].

A solução implementada para as bacias de dissipação, correspondente à fundação das lajes de betão diretamente sobre o leito aluvionar do rio, é particularmente sensível à ocorrência de fenómenos de erosão. Esta solução é considerada delicada pelo facto de haver constantemente água a percolar pelo terreno de fundação subjacente à barragem que pode induzir fluxos de infiltração com elevados gradientes na formação aluvionar e, em última instância, pode colocar em causa a estabilidade da própria barragem.

Apesar destas condições, esta solução foi considerada mais económica do que qualquer outra alternativa que se baseasse em atravessar a camada de solo aluvionar para se executar a fundação direta no estrato rochoso, situado a grandes profundidades, atingindo valores na ordem dos 40 m.

De maneira a prevenir que o material a jusante sofresse erosão, foi implementada uma camada de proteção de enrocamento de grandes blocos assentes no leito do rio que se estende em 80 m para jusante das bacias do descarregador. É de referir que a camada protetora do lado de jusante da barragem foi objeto de uma especial atenção, pois tem de estar apta a resistir aos efeitos de cheias correspondentes às descargas cujo caudal máximo previsto é de 26 000 m³/s.

A central e a eclusa de navegação são totalmente fundadas no maciço rochoso xistoso e foram construídas ao abrigo de uma ensecadeira de paredes moldadas, armada, de 80 cm de espessura e profundidade que chega a atingir, em determinadas zonas, os 40 m.

3.3. ESTRATÉGIA E FASEAMENTO CONSTRUTIVO

A construção de um aproveitamento hidroelétrico exige todo um planeamento prévio e bastante cuidado no qual são ponderados vários aspetos que podem comprometer a boa execução da obra.

Antes de descrever o faseamento construtivo propriamente dito, é importante aludir ao facto de que no aproveitamento de Crestuma-Lever, a central a par da eclusa de navegação e do dispositivo de transposição de peixes estão na continuidade da barragem. Quer isto dizer que estamos perante uma grande interligação entre a construção civil e a colocação e montagem de peças mecânicas, elétricas, etc., sendo que muitas destas peças estão envolvidas pelo próprio betão.

Esta situação requer um prazo de execução muito mais alongado. Assim, o que se pretende no planeamento de uma obra que se enquadre neste género é reduzir, no total, o prazo de construção.

Entre os trabalhos necessários para o arranque das obras principais, o de mais vulto e complexidade é, frequentemente, o que se prende com o desvio das águas do rio de maneira a permitir o desenvolvimento dos trabalhos no seu leito menor.

Para definição da estratégia a adotar é, geralmente, ponderada a grandeza dos caudais a derivar e da sua probabilidade de ocorrência ao longo do ano, tendo por objetivo estabelecer o balanço económico custo da derivação *versus* prejuízo de inundação do estaleiro. A estratégia é, ainda, dependente da morfologia do vale do rio, condicionante do esquema de derivação a adotar.

Proveniente da análise destes aspetos foi adotado, nesta obra, um esquema de derivação provisória executada através de fases de construção que, em termos de proteção da obra, se divide no seguinte:

- 1ª. Fase

Primeiramente iniciam-se os trabalhos preparatórios que se destinam ao desvio do rio para o leito menor (margem direita), permanecendo a seco a restante parte do rio (margem esquerda), permitindo assim a execução das obras aí previstas (ver Fig. 3.8-A);

- 2ª. Fase

Nesta fase posterior, sucede-se a situação inversa, procedendo-se ao desvio do rio pela parte da obra já realizada, ficando então a seco a zona do leito por onde correu anteriormente o rio (ver Fig. 3.8-B)

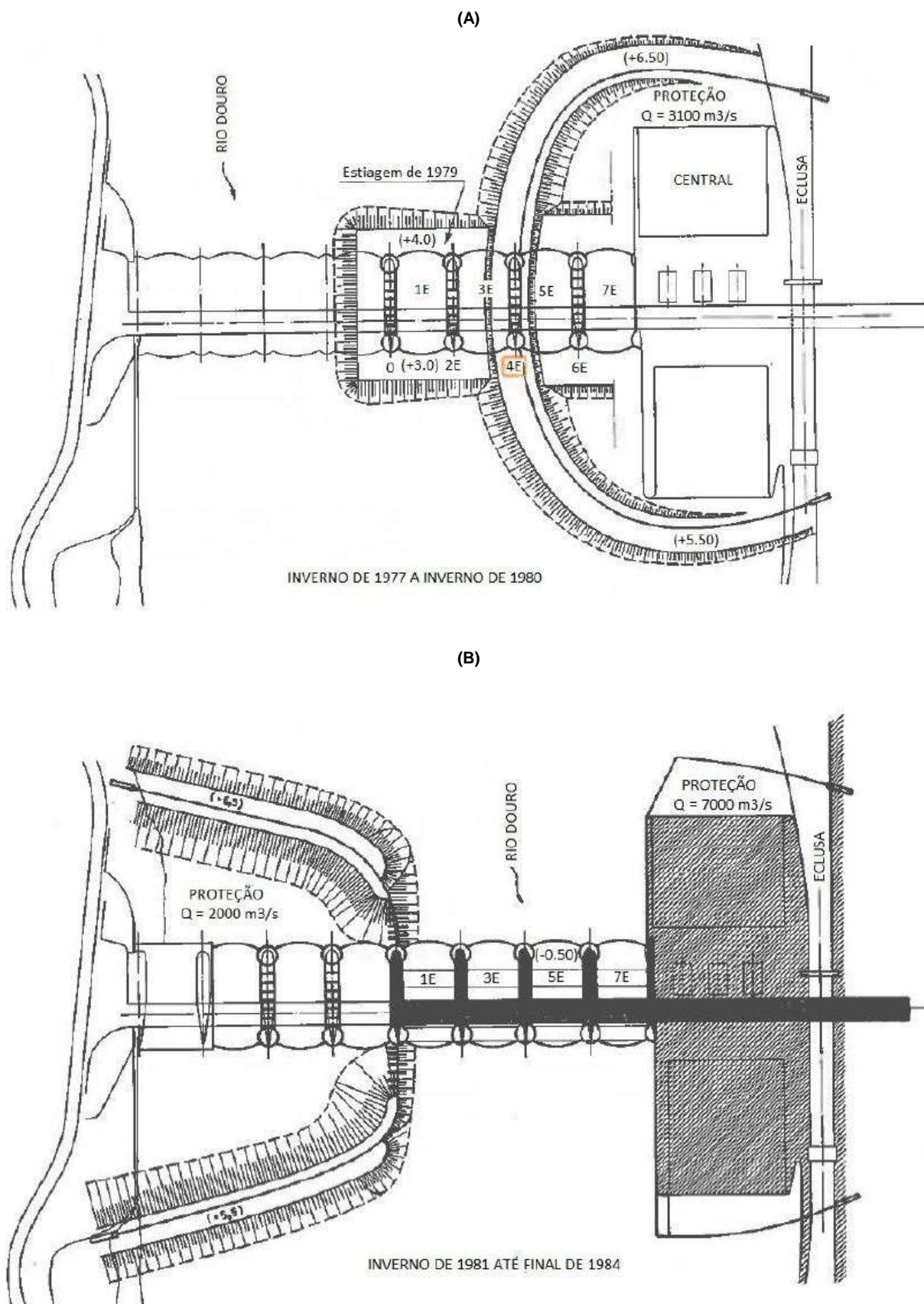


Fig. 3.8 – Planta dos esquemas de derivação provisória do rio: (A) Primeira fase; (B) Segunda fase [5].

No caso presente surgiu naturalmente como prioritário o início da construção da central e da eclusa de navegação, localizadas na margem esquerda do leito do rio. Para tal, e como já foi referido anteriormente, para se proceder à execução das referidas estruturas, houve a necessidade de ensecar essa zona para se garantir uma zona de trabalhos a seco, conseguida através da realização de uma ensecadeira de grande desenvolvimento, patente na Fig. 3.9.

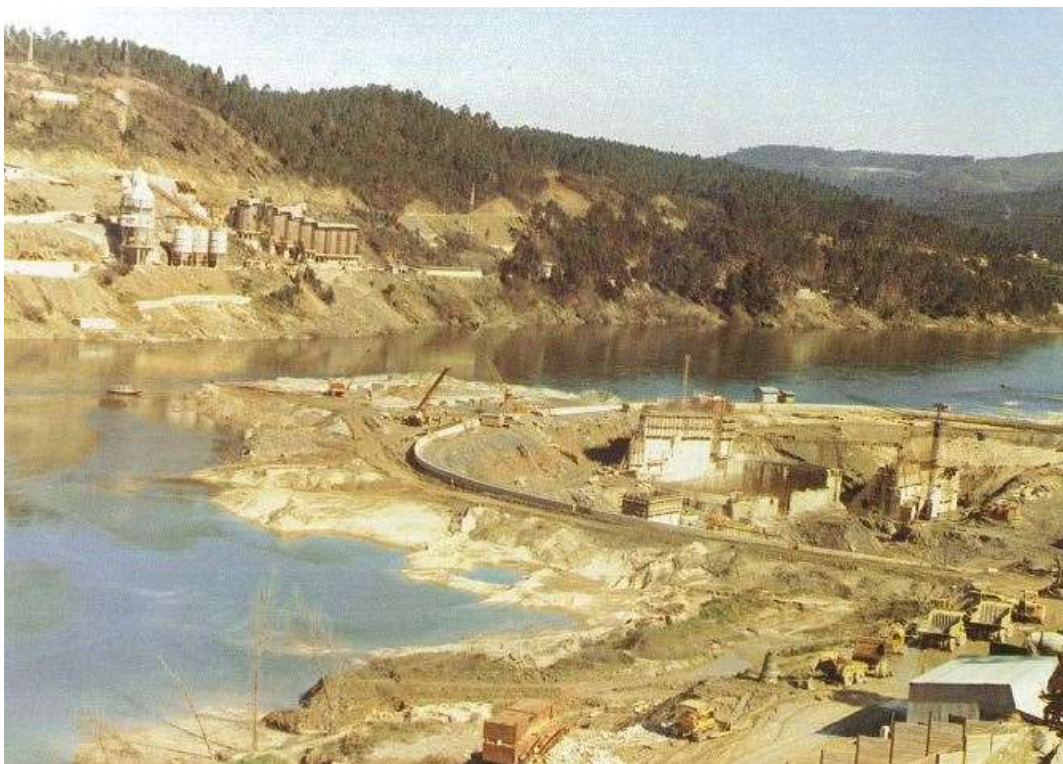


Fig. 3.9 – Estaleiro da margem esquerda da barragem de Crestuma-Lever [5].

Esta grande ensecadeira foi concretizada em aterro e com recurso à execução de paredes moldadas de betão, prolongadas até ao maciço rochoso, com as quais se procurou garantir a estanqueidade da zona interior da ensecadeira. O fecho central da ensecadeira foi materializado pelo pegão de fundação do pilar 4E (Fig. 3.8 - B).

A ensecadeira em questão, para além de proteger e garantir uma construção segura da central e da eclusa, permitiu com segurança, na primeira fase dos trabalhos, a execução dos dois vãos do descarregador mais próximos da margem esquerda e garantiu posteriormente a contenção lateral dos terrenos resultantes da escavação das bacias, permitindo a conclusão dos trabalhos que dizem respeito à materialização dos vãos 5E e 7E (fundações, pilares, bacias e muro barragem-central).

É de mencionar que os dois vãos exteriores à grande ensecadeira implantados na margem esquerda, 1E e 3E, foram objeto de obras que permitiram a proteção dos trabalhos (aterro) até caudais da ordem dos $1500 \text{ m}^3/\text{s}$, admitindo-se a inundação daquela zona para caudais superiores [9].

De salientar que foi necessário o aumento da área de trabalho para a construção dos vãos 1E e 3E, de maneira que se procedeu de forma semelhante à construção da grande ensecadeira, ou seja, foi construída uma zona aterrada delimitada por paredes moldadas de betão e uma cortina plástica de bentonite-cimento, sendo esta uma cortina sem qualquer função estrutural, cumprindo apenas o papel

de cortina de estanqueidade. Um aspeto conveniente deste elemento é o facto de se adaptar melhor às deformações do maciço de fundação, por não ser armado [8].

Foram, também, efetuadas as montagens completas das peças fixas das comportas de duplo vagão, tendo sido também concluída a ligação do muro barragem-central à grande ensecadeira da margem esquerda, respetivamente a montante e a jusante por elementos de obra provisórios que foram destruídos posteriormente.

A fase seguinte iniciou-se com a demolição da parte superior das paredes moldadas dos ramos de jusante e montante da grande ensecadeira. Contudo, foram levantadas várias dificuldades tais como: a proximidade destas a elementos definitivos da obra que desaconselhava o recurso a explosivos; a proximidade da foz que consequentemente colocava a zona do aproveitamento sob influência das marés (oscilação do nível de água); a necessidade de rapidez no processo; grande parte dos betões a demolir apresentava armaduras de tração e compressão bastante significativas e a existência de uma viga de coroamento fortemente armada que dificultavam os trabalhos; e, finalmente, o facto da existência do desenvolvimento curvo das paredes moldadas que obrigava a que fossem adotadas disposições especiais quer durante a própria demolição quer na forma como os betões demolidos se iriam dispor no leito do rio [8].

Apesar de todas as condições referidas anteriormente, foram demolidas as paredes corta-águas de montante e jusante acima das cotas de soleira nas bacias exteriores à grande ensecadeira, dos ramos de montante e jusante da grande ensecadeira e dos seus prolongamentos, exteriores ao muro barragem-central.

É patente na primeira imagem da Fig. 3.10 o estado de pré-demolição nos muros “corta-águas”, nas bacias 1E e 3E.

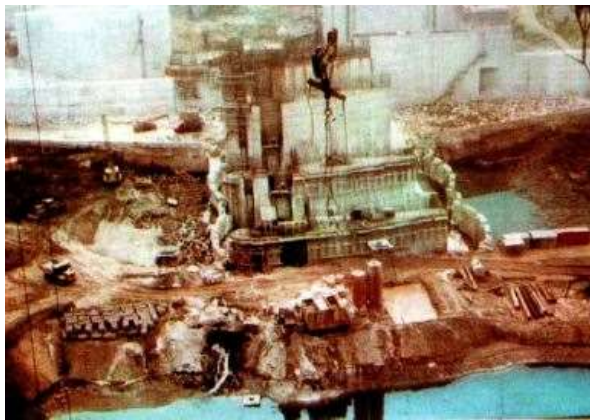


Fig. 3.10 – Figuras representativas da demolição das paredes moldadas. Imagem antes e depois da demolição, respetivamente [8].

Para se dar início à segunda fase, procedeu-se, como já referido anteriormente, a um desvio das águas do rio para a margem esquerda numa época de estiagem. Assim, o rio passou a fluir pelos quatro vãos primeiramente construídos.

O desvio do rio foi conseguido pela construção do ramo de montante da grande ensecadeira da margem direita. O aterro do ramo de jusante foi efetuado sem grandes dificuldades, uma vez que as velocidades do escoamento eram relativamente baixas, ao abrigo do ramo de montante. Tal como sucedeu na margem esquerda, foi construída uma parede moldada de betão fundada no maciço

rochoso, estando esta em contacto com os aterros referidos e os aluviões do fundo do rio, que em alguns pontos atingiam mais de 40 m de profundidade.

Seguidamente e, mais uma vez, recorrendo à técnica de paredes moldadas foram executados os pilares adjacentes à margem direita da barragem, seguida da sua betonagem até às cotas definitivas. Para além disso foram executadas também as escavações e respetivas betonagens das bacias de dissipação.

E já numa etapa final sucedeu-se a construção do viaduto sobre a barragem, bem como do caminho de rolamentos dos pórticos.

3.4. DESCARREGADOR DE CHEIAS

A bacia hidrográfica do rio Douro, devido ao seu tamanho e às suas características fisiográficas e hidrológicas, gera regulares correntes significativas e grandes inundações com alguma frequência. Um dos aspetos mais importantes para o sucesso deste projeto foi encontrar uma secção do rio com largura suficiente para evitar a quebra do equilíbrio natural do rio, especialmente na época de cheias.

Esta foi a razão pela qual foi adotada a solução de uma barragem do tipo móvel, pois esta não causa obstrução na ocorrência de cheias. Em termos hidráulicos, para grandes cheias, a barragem funciona como um elemento que introduz uma perda de carga local controlada pelo muro guia da margem direita, pela central localizada na margem esquerda e pelos pilares no rio.

Assim, como a capacidade do reservatório de Crestuma-Lever para armazenamento em caso de cheias é limitada, os descarregadores da barragem para além de terem a capacidade de descarregar grandes fluxos de água têm, também, de operar face a uma variação de cerca de 20 m do nível da água a jusante [9].

Existem dois níveis de funcionamento dos descarregadores, o nível máximo de água (NMA), que corresponde a 21,50 m desde o leito do rio a montante, e para além da situação limite, o nível normal de água (NNA) que corresponde a 13,0 m desde o leito.

O nível normal da água do reservatório (NNA) é mantido durante cheias de magnitude baixa a intermédia através da abertura sequencial das comportas. Só quando todas as comportas atingem a posição máxima de abertura que lhes é permitida (7 m), é que o nível da água no reservatório pode ultrapassar o NNA [9].

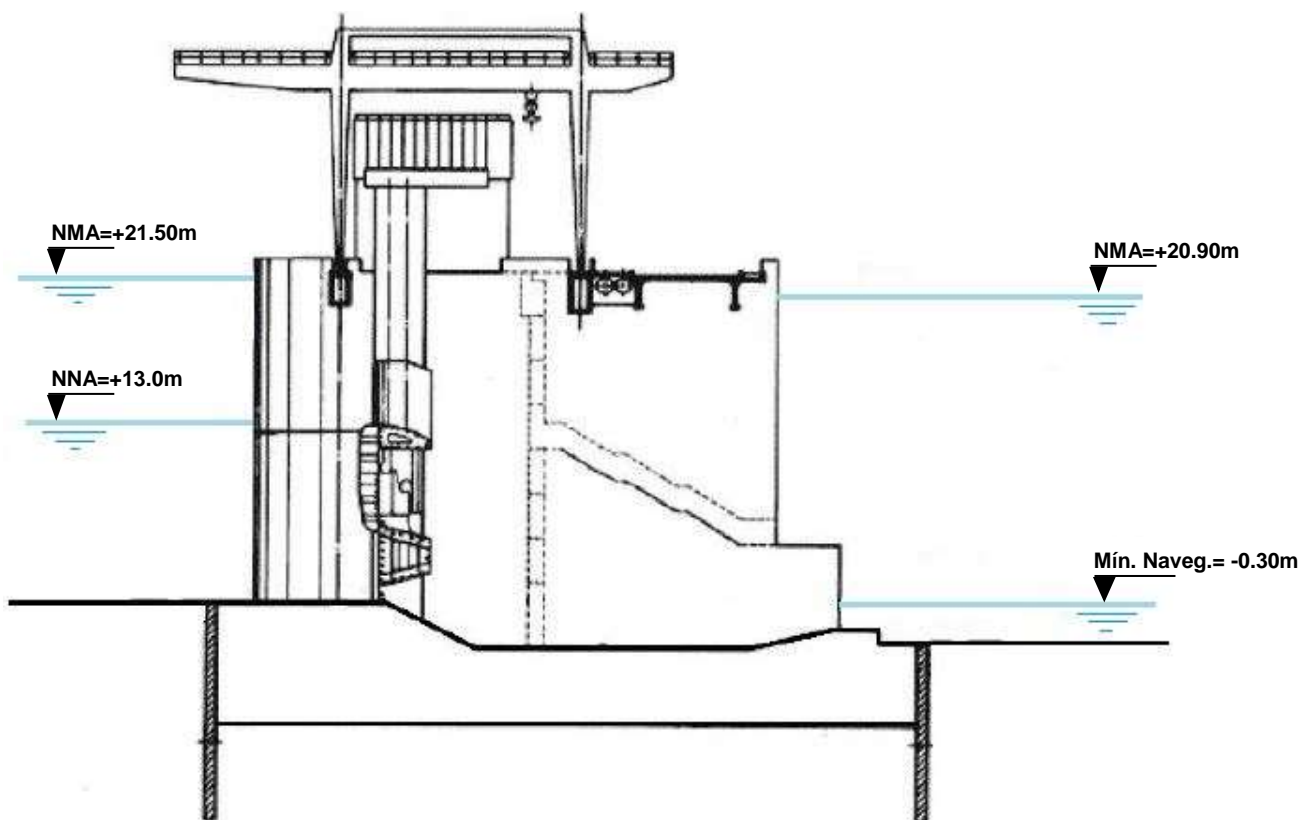


Fig. 3.11 – Esquema representativo das cotas dos níveis de retenção da água.

As comportas, ilustradas na Fig. 3.12, foram projetadas de modo a operarem de acordo com as diferentes magnitudes de cheia:

- Pequenas cheias;
- Pequenas a intermédias cheias;
- Intermédias a grandes cheias;
- Grandes cheias.

Quando estamos perante uma situação de pequenas cheias, o nível normal de água (NNA) é mantido e é, então, iniciado um sistema predefinido de etapas com o objetivo de baixar as partes superiores das comportas permitindo a passagem da água para as bacias de dissipação. Este é um processo eficiente de dissipação de energia.

Caso a magnitude de cheias varie de pequena a intermédia, é mantido o mesmo nível de água, mas além do procedimento seguido acima, são também elevadas as partes inferiores das comportas. Assim sendo, a água é expelida por dois orifícios em simultâneo, a parte superior e inferior da comporta, ocorrendo deste modo a dissipação de energia através do cruzamento de fluxos.

Relativamente ao caso em que a magnitude das cheias varia de intermédio a grande, o nível normal de água (NNA) é novamente mantido. Sendo que neste caso, a abertura da parte inferior da comporta é maior, podendo até atingir a máxima abertura possível (7 m). Nesta situação a energia é dissipada igualmente nas bacias de dissipação através do fenómeno de choque hidráulico.

Perante o caso mais gravoso em que as cheias são mais intensas, o nível de água varia entre o normal e o máximo, este nível é mantido com a abertura total das comportas. Desta forma, o caudal flui livremente sem o controle das comportas.

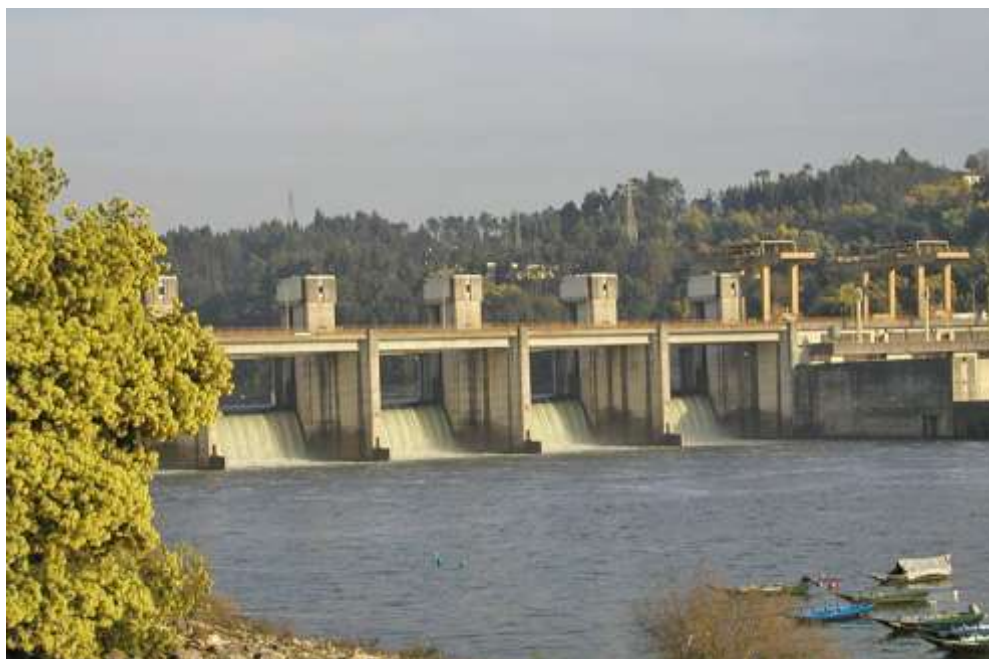


Fig. 3.12 – Vista das comportas da barragem de Crestuma-Lever (foto EDP).

É possível tecer algumas considerações acerca do modo como é efetuado o controlo das descargas que depende da dimensão da inundação, bem como o modo pela qual estas descargas afetam a camada protetora de jusante.

Facilmente se compreende que as condições mais severas para a dissipação de energia correspondem ao caso em que o fluxo das cheias ocorre pelas aberturas inferiores das comportas; tal facto deriva da importância dos níveis da água do rio a jusante se manterem a um nível superior à profundidade das bacias. Se as condições descritas não se verificarem, o choque hidráulico ocorrerá a jusante da bacia de dissipação, ou ainda mais grave, pode suceder-se uma situação em que o fluxo de saída é um jacto horizontal de elevada energia. Qualquer uma destas situações põe em risco a integridade da camada de proteção a jusante.

3.5. DETALHES CONSTRUTIVOS DAS FUNDAÇÕES

Sendo a barragem de Crestuma-Lever uma obra especial, a solução adotada foi bastante complexa, tendo de estar apta a resolver os problemas resultantes desta fundação pouco usual.

Neste ponto do capítulo é apresentada uma síntese de alguns dos detalhes relevantes que foram desenvolvidos, com sucesso, na materialização das fundações desta barragem.

As fundações dos pilares passaram pela realização de dois grandes poços, construídos com painéis de betão armado. Esta solução consistiu na escavação e betonagem submersa dos dois poços. Na parte contínua que se situa entre os poços, foram considerados seis painéis transversais [10]. O esquema representado na Fig. 3.13 ilustra a geometria dos elementos dos pilares realizados com recurso à técnica das paredes moldadas.

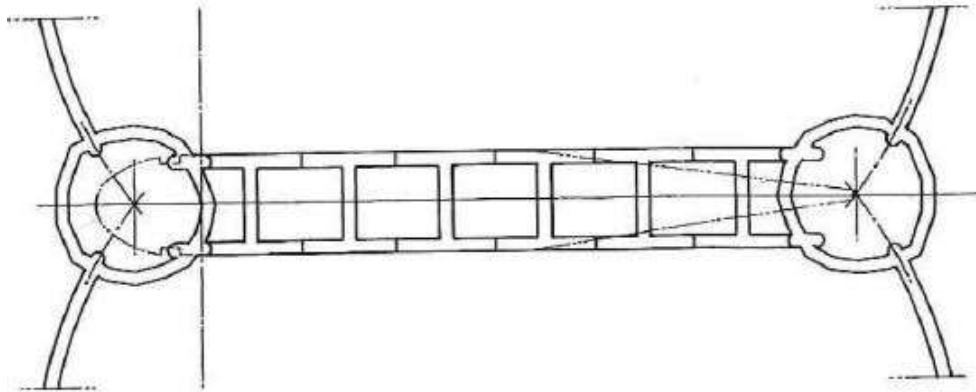


Fig. 3.13 – Solução adotada [10].

Todas as paredes de betão realizadas pela técnica de paredes moldadas foram projetadas para terem 0,80 metros de espessura e com armadura, com a exceção dos painéis da grande ensecadeira que protege a central de energia. Essas paredes atingiram o maciço rochoso de boa qualidade após o atravessamento da camada de rocha alterada. Os painéis correspondentes aos muros corta-águas atingiram o nível pretendido (-17.50 m). Os níveis do topo dos painéis foram ajustados de acordo com a sua localização. Todos os painéis com o topo mais elevado que a cota de projeto foram preenchidos, na parte superior, com betão simples de modo a facilitar a sua posterior destruição. Os detalhes até agora mencionados são representados na Fig. 3.14.

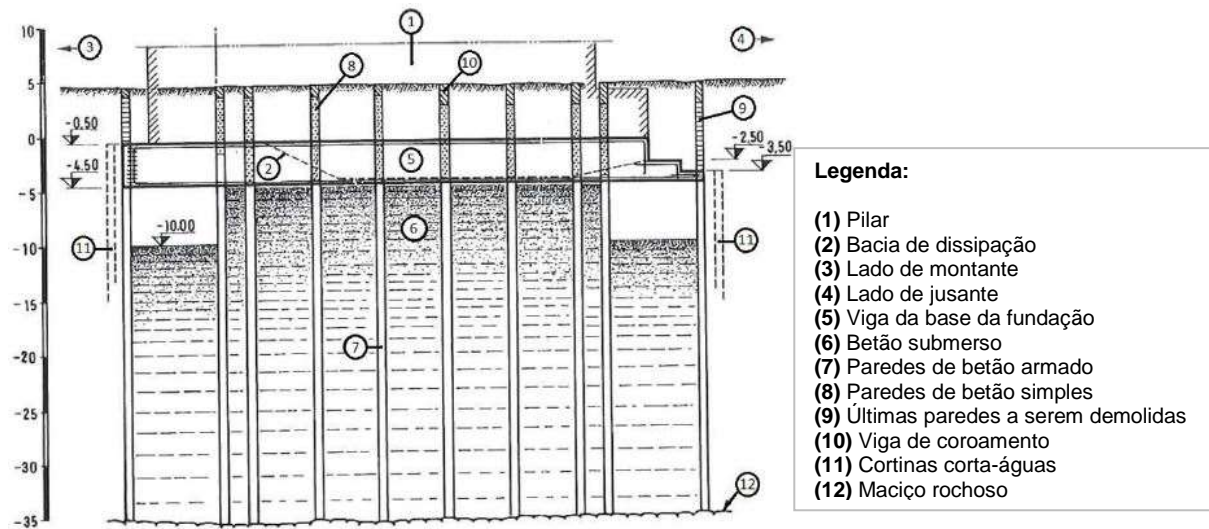


Fig. 3.14 – Esquema da fundação [10]

Como já foi referido previamente, nos vãos exteriores à grande ensecadeira da margem esquerda, 1E e 3E, foram executadas duas paredes moldadas plásticas de bentonite-cimento, posicionadas a montante e a jusante dos dois vãos, que atingiram o maciço rochoso. Estas paredes plásticas, com 0,80 metros de espessura, reduziram a percolação da água e facilitaram a execução dos trabalhos necessários para a materialização dessas bacias de dissipação, uma vez que as cortinas corta-águas, que constituem o corpo da barragem, não atingem o maciço rochoso. Estas paredes são muito elásticas e por isso adaptam-se bastante bem aos pequenos movimentos que pudessem ocorrer no decurso dos trabalhos.

Após terem sido realizados todos os trabalhos de execução das paredes moldadas, seguiram-se as escavações e betonagens, efetuadas em diferentes fases que se descrevem em seguida. É de referir que este procedimento foi realizado simultaneamente em vários poços [10].

As fases são as seguintes:

- Escavação submersa dentro dos poços até atingir o maciço rochoso, de forma a garantir um bom suporte para as fundações dos pilares;
- Betonagem submersa dos poços, sendo feita a conexão entre as armaduras;
- Betonagem a seco, até o nível da plataforma de trabalho e execução das extremidades de montante e de jusante dos pilares, englobando as armaduras de espera dos painéis;
- Demolição dos painéis dos poços na zona de separação da bacia de dissipação e continuação da betonagem com a preparação de materiais à prova de água para serem colocados nas ligações.



Fig. 3.15 – Vista geral da margem esquerda (pilares, bacia de dissipação e paredes moldadas); pormenor dos pilares em construção e bacia de dissipação, respetivamente em a) e b) [8].

3.6. PROTEÇÃO DO LEITO A JUSANTE

Neste tipo de obras, um aspeto fulcral a ter em consideração no dimensionamento está diretamente relacionado com a restituição da água no seu curso natural de forma a causar o menor impacto possível no leito do rio a jusante, e assim, evitar a ocorrência do fenómeno de erosão que colocaria em risco a segurança da estrutura.

O simples facto das bacias de descarga da barragem de Crestuma-Lever terem sido fundadas diretamente no leito aluvionar do rio é um aspeto que torna a solução escolhida bastante vulnerável à ocorrência do referido fenómeno de erosão do leito. Acrescido a este facto há a ocorrência da percolação que consiste na circulação do fluxo de água por baixo da fundação e que vai provocar o agravamento das condições de estabilidade e segurança da barragem.

3.6.1. MEDIDAS ADOTADAS

De forma a prevenir o efeito de erosão foi estabelecido, aquando da fase de projeto da obra, que o leito do rio a jusante da barragem necessitaria de um tapete de proteção de enrocamento (riprap) de modo a garantir a proteção da zona mais suscetível à ocorrência da erosão decorrente da turbulência e do fluxo de percolação no terreno da fundação.

Com recurso a ensaios em modelo de tamanho reduzido foi possível determinar aspetos relevantes para definir não só o tipo de material e respetivas dimensões que iriam compor o tapete protetor a ser colocado posteriormente na zona onde seria espectável a ocorrência de erosão, como também até que distância da barragem ocorreria este processo erosivo.

Face aos resultados obtidos foi decidido na fase de projeto que o tapete seria constituído por uma camada superficial de enrocamento que se estendia por 60 m a jusante do descarregador e por duas camadas que obedeciam às condições de filtro, que se prolongavam em mais de 20 m a jusante do descarregador, ficando o leito do rio protegido por um tapete com um comprimento total de 80 m [9].

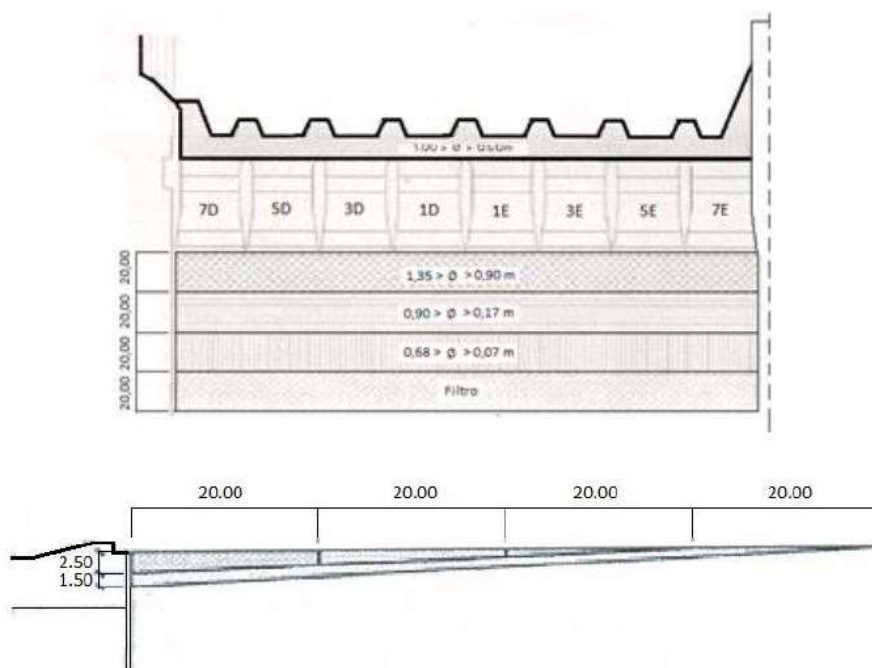


Fig. 3.16 – Esquema do tapete de proteção em planta e corte, respetivamente [9].

3.6.2. COMPORTAMENTO OBSERVADO

Com a entrada em serviço do aproveitamento hidráulico, foram realizadas observações periódicas (entre 1985 e 2010) do funcionamento desta camada com intuito de avaliar o comportamento do tapete protetor a jusante da barragem, observações essas que consistiram essencialmente em levantamentos batimétricos com particular incidência logo após a ocorrência de cheias [9].

Destas observações verificou-se a ocorrência da erosão da camada protetora de enrocamento, evidenciando-se uma cavidade próxima da cortina corta-águas no lado de jusante com um desenvolvimento de cerca de 20 m e uma profundidade média de 4 m, atingindo em algumas zonas 8 m de profundidade medida desde o topo da bacia de dissipação.

Dado que os resultados se revelaram insatisfatórios, a entidade responsável pela exploração do empreendimento achou por bem iniciar estudos de forma a aperfeiçoar o diagnóstico e determinar as

causas mais prováveis da erosão que se observam a jusante da barragem. Foi, então, decidida a realização de inspeções submersas, com mergulhadores, que permitiram avaliar melhor as condições do tapete a jusante da barragem. As inspeções evidenciaram que a maior parte do material que se encontrava na cavidade criada pela erosão era formado por sedimentos e para além disso, permitiram constatar que tanto a camada de enrocamento como as duas camadas que obedeciam às condições de filtro haviam sido danificadas na maior parte da sua largura, junto à cortina corta-águas de jusante.

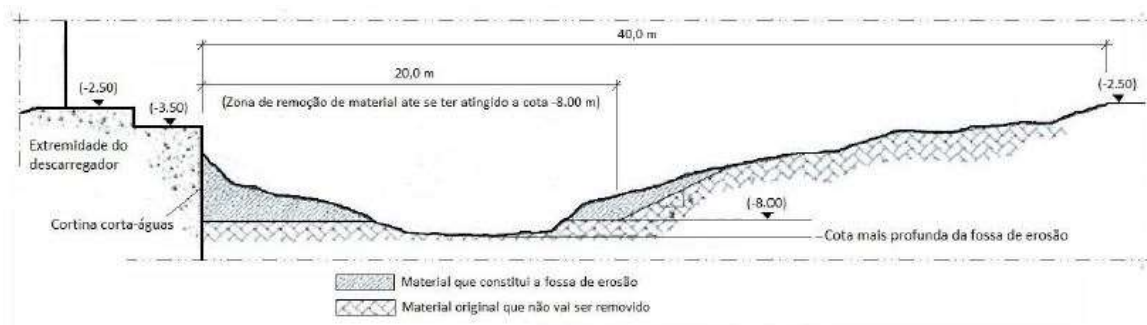


Fig. 3.17 – Esquema representativo da erosão a jusante [9].

Foram então identificadas as seguintes causas mais prováveis que conduziram à destruição parcial do tapete [9]:

- o deficiente dimensionamento do tapete de proteção de enrocamento;
- a camada de riprap não teria sido realizada com as dimensões adequadas dos blocos;
- na exploração dos órgãos de descarga, ter-se-ão gerado energias de dissipação distintas das previstas no projeto;
- a extração de areia e a dragagem ocorrida no canal terá causado alterações das condições de base mais graves do que as previstas nos ensaios.

De acordo com o exposto, houve a necessidade de proceder a uma nova análise do comportamento de modo a corrigir o problema para assegurar a estabilidade da estrutura, mais especificamente da fundação.

3.6.3. MEDIDAS CORRETIVAS

Na sequência da identificação das anomalias registadas e das prováveis causas que lhe deram origem foi reanalisada a situação.

Esta reanálise consistiu num novo estudo do fluxo de percolação através do terreno de fundação recorrendo a um modelo numérico bidimensional, de forma a avaliar o risco da ocorrência de fenómenos relacionados com a instabilidade hidráulica. Foram ainda feitos novos ensaios em modelos físicos a escala reduzida, de modo a encontrar soluções capazes de resistir às ações hidrodinâmicas. Como resultado dessa análise foram definidos e implementados trabalhos de reabilitação a jusante da barragem que passaram pela remoção do tapete inicialmente executado e construção dum novo tapete protetor (Fig. 3.18).

Foi, então, efetuada uma escavação perto das cortinas corta-águas de modo a atingir o leito original do rio a fim de ser retirada a camada inicial que se encontrava danificada e assim obter a espessura adequada para colocar as camadas que obedecem às condições de filtro e de camada protetora.

Esta remoção do material foi efetuada ao longo de uma extensão de cerca de 40 m imediatamente a jusante do descarregador e a uma profundidade de cerca de 8 m.

O redimensionamento em questão baseou-se essencialmente num aumento das dimensões dos blocos que constituem a camada protetora de enrocamento.

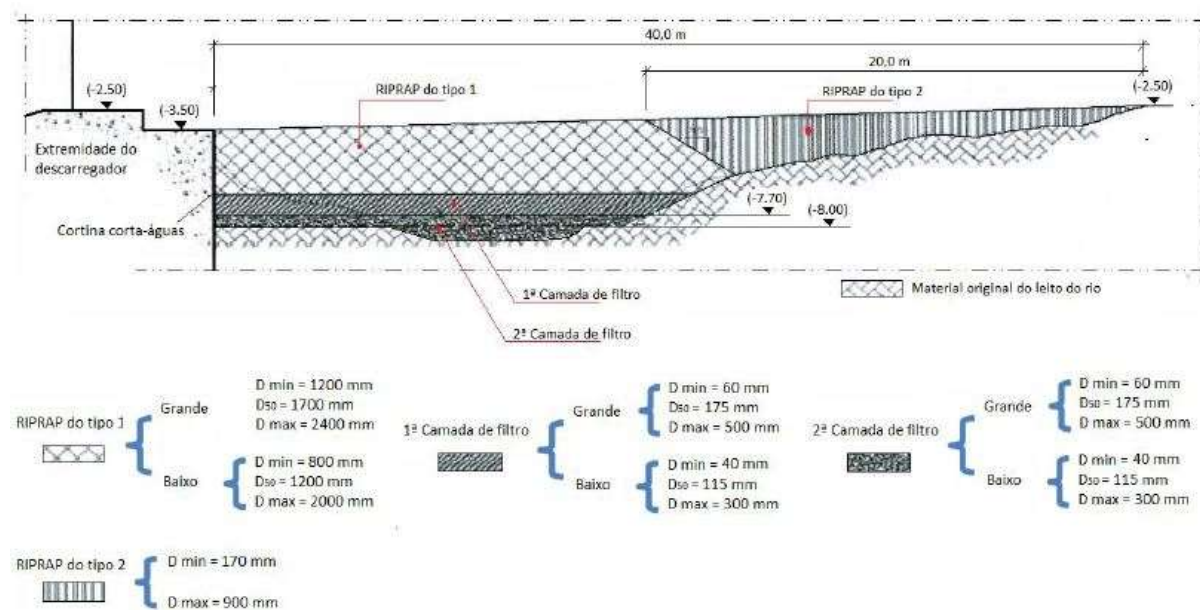


Fig. 3.18 – Esquema representativo do novo tapete protetor a jusante [8].

Para permitir o adequado controlo da qualidade dos trabalhos de reparação no tapete protetor, foram levadas a cabo várias medidas, tais como levantamentos batimétricos tridimensionais detalhados, inspeções visuais, por mergulhadores nas diferentes etapas de execução dos trabalhos, de modo a averiguar a sua correta concretização, e, ainda, a execução de ensaios de controlo realizados no local e no laboratório de modo a que ficassem asseguradas as características adequadas do material que constitui a nova camada protetora.

Complementarmente, pelo facto de se admitir um comportamento peculiar mais gravoso das condições de percolação decorrente da existência das cortinas plásticas executadas nos vãos 1E e 3E, foi decidido realizar uma cortina de estanqueidade imediatamente a montante dos muros corta-águas existentes também a montante destes vãos. Esta cortina de estanqueidade foi materializada recorrendo à execução de estacas secantes de betão simples que penetraram no maciço rochoso subjacente às formações aluvionares.

4

ASPETOS CONSTRUTIVOS E MONITORIZAÇÃO

4.1. INTRODUÇÃO

Antecedendo às análises numéricas relativas ao comportamento hidráulico, objeto da presente dissertação, foi considerado de interesse a realização de uma pesquisa, de modo a apresentar uma súmula de aspetos relacionados com o processo executivo de cortinas de estanqueidade possíveis de serem materializadas em associação com as estruturas de retenção de água assentes sobre fundos móveis, como é o caso da barragem de Crestuma-Lever.

Aspetos como a tipologia das cortinas, métodos construtivos e controlo da execução, são fundamentais para uma melhor perceção, não só das potencialidades, mas também das debilidades deste tipo de elementos de obra.

Ainda neste capítulo, é feita uma referência a aspetos relativos à monitorização, face ao importante papel que esta assume neste tipo de obra, uma vez que após a execução e durante a exploração do aproveitamento deverá permitir validar as premissas assumidas no projeto ou concorrer para a deteção de anomalias do comportamento hidráulico da cortina de estanqueidade.

Em capítulos posteriores, recorrendo a modelações numéricas e tendo presente algumas das debilidades associadas ao processo executivo, são apresentadas simulações pressupondo a ocorrência de hipotéticas anomalias da cortina de estanqueidade e avaliadas as ordens de grandeza de parâmetros cujo controlo, ao longo do período de vida da obra, se considera importante monitorizar.

4.2. CORTINAS DE ESTANQUEIDADE

De modo a clarificar este tema, é importante aludir à existência de várias tipologias de estruturas com função de estanqueidade que podem ser utilizadas, entre as quais: as paredes moldadas, as paredes com recurso a *jet-grouting*, as cortinas de estacas-prancha e por fim as cortinas de estacas moldadas. Relativamente a estas últimas, são usualmente referenciadas três tipologias, das quais são abordadas apenas a cortina de estacas contíguas ou tangentes e a cortina de estacas secantes. Contudo, importa referir que a remanescente diz respeito à cortina de estacas espaçadas, a qual não tem interesse para o presente caso tendo em conta o objetivo pretendido, pois não impediria a passagem da água devido, como o próprio nome indica, à existência de espaços entre as estacas. Na Fig. 4.1 apresenta-se um fluxograma de modo a sintetizar a informação acima.

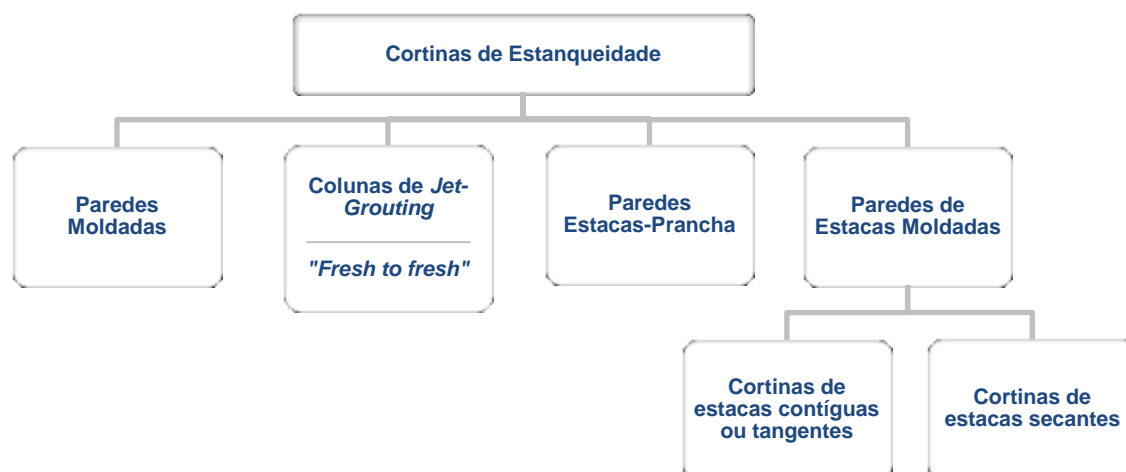


Fig. 4.1 – Fluxograma da tipologia das cortinas de estanqueidade.

As paredes moldadas são elementos em betão armado que constituem uma técnica com interesse, que contudo apresenta várias dificuldades na sua realização, fundamentalmente ao nível da escavação quando perante condições submersas.

As colunas de *jet-grouting* são uma solução perfeitamente viável e até ponderada, cuja materialização consiste na execução de colunas primárias e secundárias parcialmente sobreponíveis em planta, dispostos em alinhamentos simples ou múltiplos. Como principal inconveniente para a sua implantação há a destacar a necessidade dum pesado e demorado processo de ensaios prévios, para aplicação dos parâmetros de controlo da execução das colunas, e, ainda, as dificuldades de controlo dos refluxos de caldas que ascendem à superfície.

Importa aqui referir a possibilidade de recurso à técnica "*fresh to fresh*" inserida na construção de cortinas de estanqueidade com recurso ao *jet-grouting*. Esta técnica baseia-se na execução de uma coluna seguida da sua vizinha, num curto espaço de tempo, de modo a que o betão da primeira ainda se apresente fresco e assim facilite a ligação dos materiais que constituem as sucessivas colunas. Desta forma, segundo algumas opiniões, obter-se-á como resultado final uma cortina de estacas com mais garantia de ter um comportamento estanque.

Em relação à hipótese de realização de paredes de estacas-prancha, afigura-se que esta não é uma técnica adequada para a execução de uma eficiente cortina de impermeabilização, dada a existência de juntas que iriam permitir a passagem da água, com especial destaque para as zonas dos remates da cortina de estacas contra a estrutura definitiva.

A solução de paredes de estacas moldadas consiste, numa primeira fase, na execução das próprias estacas que poderão estar dispostas de diferentes formas, dependendo do tipo de cortina. Podem, então, estar distanciadas ou intersectarem-se, sendo o terreno entre elas estabilizado pelo efeito de arco. A sua estabilidade pode ser garantida, em fase provisória ou definitiva, pela sua própria rigidez e resistência.

As cortinas de estacas contíguas ou tangentes são um tipo de estacas cuja execução se baseia no alinhamento de um grupo de estacas com pequenos afastamentos entre si, correntemente na ordem dos 75 a 100 mm (ver Fig.4.2) [11]. Este é um processo evidentemente mais complicado, dado que exige um bom controlo de posicionamento das estacas e o processo de furação deverá ser executado

garantindo a verticalidade das estacas. Em princípio, estas cortinas seriam estanques, mas devido à dificuldade de execução das estacas tangentes, normalmente essa função fica comprometida.

A sua utilização é frequente em solos argilosos onde a afluência da água não constitui um problema imediato, apesar de também poder ser usada em materiais granulares.

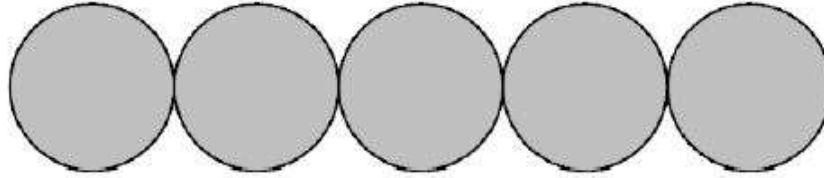


Fig. 4.2 – Esquema de cortinas de estacas contíguas ou tangentes [11].

As cortinas de estacas secantes são construídas de tal modo que as estacas se intersejam umas nas outras. A execução envolve dois tipos de estacas distintas:

- as **estacas primárias** são executadas numa fase inicial, cujo material constituinte poderá ser um betão relativamente pobre de modo a facilitar a execução das estacas intermédias. Para além disso, contêm uma menor taxa de armadura, podendo até ser dispensada de qualquer armadura. Nestas estacas primárias utilizam-se muitas vezes perfis metálicos centrados no eixo da estaca de forma a garantir maior resistência à estaca;
- as **estacas secundárias** são executadas depois de moldadas as estacas primárias, unindo e intersejando estas. Se necessário poderão incorporar as armaduras tradicionais.

A furação para a posterior betonagem das estacas secundárias deve ser realizada antes que o betão das primárias atinja uma resistência elevada. A Fig. 4.3 é representativa do esquema de cortinas das estacas secantes.

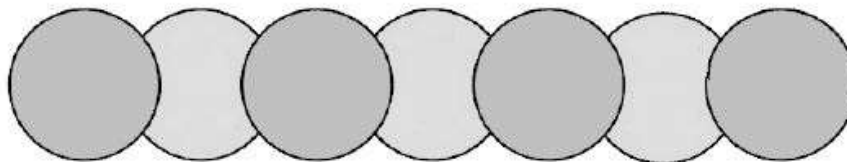


Fig. 4.3 – Esquema de cortinas de estacas secantes [11].

Estas cortinas de estacas apresentam a vantagem evidente de constituírem barreiras praticamente impermeáveis devido ao facto de as estacas se intersejarem, contudo têm custos de construção mais elevados, uma vez que exigem um grande número de estacas a realizar para a conclusão da cortina.

Um aspeto bastante importante a ser referido é que, relativamente à impermeabilização da cortina, apesar de ser a que oferece melhores garantias, na eventualidade de ocorrer uma falha na interseção de alguma estaca, isso fará com que a parede se torne permeável.

4.3. PROCESSOS DE EXECUÇÃO DE ESTACAS

Num caso geral, o início da construção das cortinas de estacas dá-se após a preparação prévia do terreno a intervir. A elaboração das estacas começa com a execução de muros-guia, tal como se representa na Fig. 4.4.

Os referidos muros-guia, no âmbito das cortinas de estacas, têm como principal função definir as secções das estacas em todo o perímetro, de modo a conceber as condições ótimas do posicionamento correto no topo das estacas, para assim se garantir que a interseção entre estacas consecutivas seja efetuada com precisão e alguma eficácia.



Fig. 4.4 – Execução de muros-guia [11].

Um aspeto importante a salientar é o facto de que, no caso em questão e tratando-se de uma execução de cortinas de estacas secantes em meio aquático, os muros-guia não são possíveis de ser executados, daí que, em alternativa são utilizados os chamados *gabarit*, cujo fundamento é exatamente o mesmo, ou seja, garantir o correto posicionamento das estacas aquando da implantação das mesmas.

Para a construção das cortinas de estacas moldadas poderá recorrer-se a três métodos diferenciados, são eles:

- execução de estacas recorrendo ao trado contínuo;
- execução de estacas recorrendo a tubo moldador recuperável;
- execução de estacas recorrendo a lamas bentoníticas.

Interessa, ainda, referir que as estacas moldadas com tubo moldador recuperável ou com recurso a lamas bentoníticas são as mais indicadas em condições submersas.

4.3.1. EXECUÇÃO DE ESTACAS RECORRENDO AO TRADO CONTÍNUO

Neste método, o furo é executado por rotação com um trado contínuo em hélice ao longo de toda a haste do trado. A haste assume particular importância, visto ser através dela que é realizada a betonagem do furo, a partir da cota prevista no sentido ascendente. As armaduras são colocadas depois de betonado o furo, sendo que este tipo de processo prescinde do tubo moldador e das lamas bentoníticas de modo a garantir a sustentação e consequentemente a estabilidade das paredes do furo (Fig. 4.5) [11].

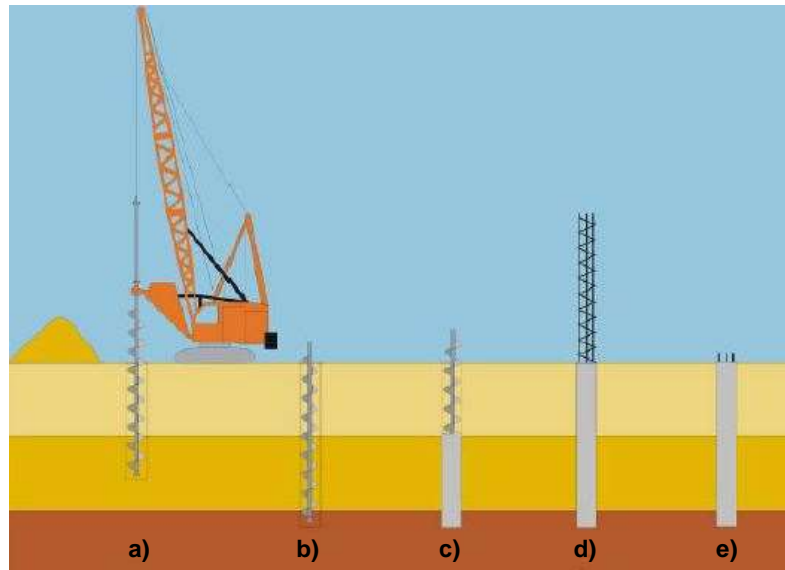


Fig. 4.5 – Execução de estacas com trado contínuo: **a)** início da perfuração com trado contínuo; **b)** penetração até à profundidade desejada; **c)** extração do trado em simultâneo com bombagem pelo veio oco; **d)** introdução da armadura no betão; **e)** estaca executada [11].

4.3.2. EXECUÇÃO DE ESTACAS RECORRENDO A TUBO MOLDADOR RECUPERÁVEL

Quanto a este método, é utilizado um tubo moldador metálico com o diâmetro definido para a estaca, cuja função é suportar as paredes do furo até se proceder à betonagem.

É, então, efetuada a escavação através de um trado ou de um balde suspenso no mastro da máquina. A fase seguinte diz respeito à introdução da armadura, quando necessária com os respetivos espaçadores de forma a garantir o recobrimento. À medida que vai sendo realizada a betonagem, o tubo moldador é retirado e recuperado, sendo esta a fase crítica deste processo (Fig. 4.6) [11].

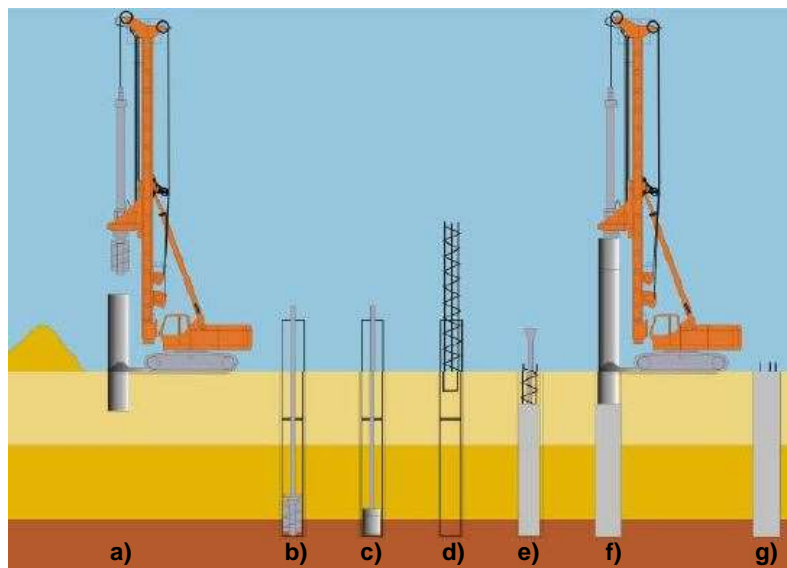


Fig. 4.6 – Execução de estacas com tubo moldador recuperável: **a)** cravação do tubo moldador; **b)** remoção do solo no interior do tubo; **c)** limpeza do fundo do furo; **d)** colocação da armadura; **e)** betonagem no sentido ascendente; **f)** remoção do tubo moldador; **g)** estaca executada [11].

4.3.3. EXECUÇÃO DE ESTACAS RECORRENDO A LAMAS BENTONÍICAS

Este método é utilizado em solos que não têm capacidade de auto-sustentação em paramentos verticais. Prescindindo-se do tubo moldador, é substituída a ação de contenção deste nas paredes do furo pela presença de lamas bentoníticas, posteriormente reaproveitadas para a execução de outras estacas.

De notar que as lamas bentoníticas têm, por um lado, um comportamento semelhante a um líquido quando agitadas e, por outro lado, são idênticas a um solo quando em repouso. Um aspeto importante de ser notado é o pH do solo e das águas subterrâneas derivado à sensibilidade das lamas.

Previamente à escavação deve-se proceder à montagem e instalação do equipamento necessário para o fabrico, distribuição, recuperação e reciclagem das lamas bentoníticas. Iniciada a escavação, através do trado suspenso, é feita a substituição do solo por lamas bentoníticas. Posto isto, efetua-se a betonagem no sentido ascendente possibilitando assim a recolha das lamas. É colocada a armadura quando necessária e finalizado o processo com o saneamento da cabeça da estaca (Fig. 4.7).

Atualmente, algumas empresas em substituição das lamas bentoníticas recorrem a materiais designados por polímeros, cuja função se assemelha à das lamas.

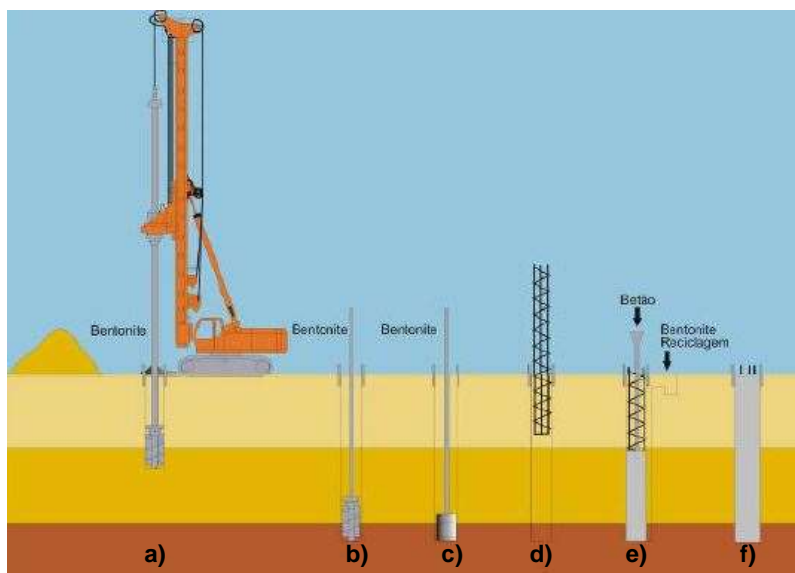


Fig. 4.7 – Execução de estacas com lamas bentoníticas: **a)** furação com trado; **b)** furação até profundidade pretendida; **c)** limpeza do fundo do furo; **d)** introdução da armadura com o furo estabilizado com lamas bentoníticas; **e)** betonagem com extração simultânea das lamas; **f)** estaca executada [11].

4.4. REMATES DA CORTINA DE ESTACAS CONTRA ESTRUTURAS EXISTENTES

Como já mencionado anteriormente, no capítulo 3, foram executadas cortinas de estacas em betão simples nas bacias 1E e 3E.

Durante a execução das cortinas de estacas secantes surge habitualmente o problema decorrente da dificuldade de rematar a cortina de estacas moldadas contra elementos estruturais pré-existentes, como os pilares ou mesmo a parede corta-águas da bacia, no caso de Crestuma-Lever.

Na Fig. 4.8, pode-se constatar o problema referido no texto, referente à presença de um afastamento entre a parede moldada já existente e a estaca em betão simples executada posteriormente.

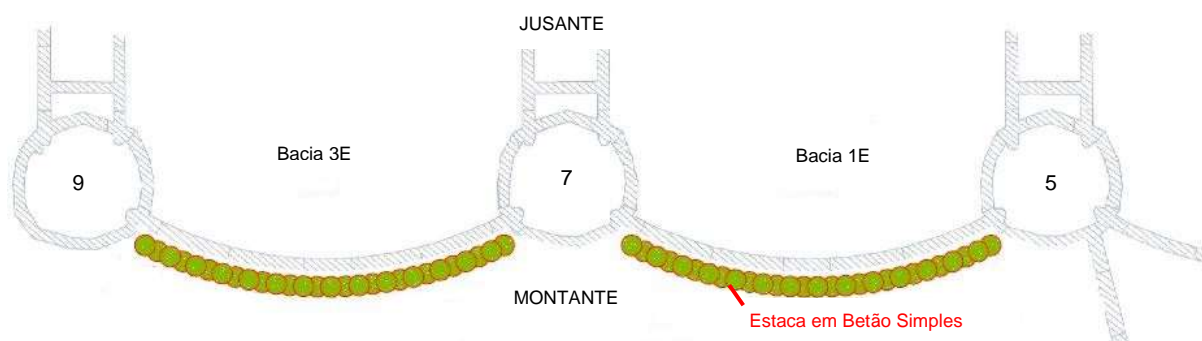


Fig. 4.8– Execução das cortinas de estacas em betão simples nas bacias 1E e 3E.

Na Fig. 4.9, é patenteada a representação em planta dos diferentes elementos de construção na zona de remate entre a cortina de estacas secantes e a construção pré-existente, sendo de realçar a folga de 0,30m deixada entre aqueles elementos como medida de salvaguarda da estrutura definitiva tendo em vista a sua interseção aquando do processo de escavação das estacas.

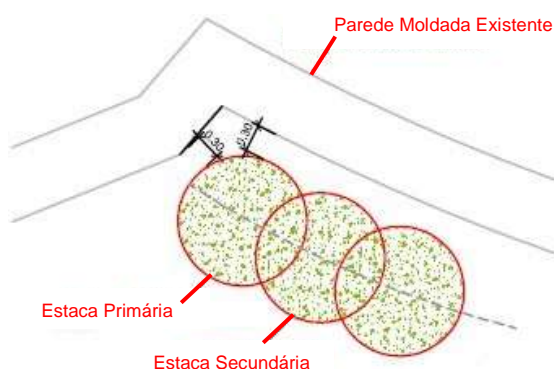


Fig. 4.9 – Pormenor ilustrativo do problema a solucionar.

De acordo com o estipulado no projeto, uma possível medida para solucionar o fecho da cortina de estacas contra a estrutura pré-existente seria a execução de injeções com tubos manchete, frequentemente utilizados na execução de micro-estacas. Esta solução é bastante eficaz não só para o fecho, mas também para cobrir as eventuais janelas que possam existir entre as estacas primárias e secundárias, devido ao desvio das próprias estacas ao longo de toda a profundidade.

As injeções com tubos manchete têm por objetivo assegurar uma melhor garantia de impermeabilização. No que se refere ao caso de Crestuma-Lever, optou-se por localizar três furos de injeção no espaço compreendido entre a primeira/última estaca de cada cortina e o painel de paredes moldadas da cortina corta-águas adjacente ao pilar. Os furos de injeção permitiram mais eficazmente efetuar o fecho dos topos das cortinas de estacas [12].

Em cada um dos três furos de injeção, foi introduzido um tubo metálico, de 60 mm de diâmetro e 3mm de espessura, que dispõe de válvulas anti-retorno afastadas entre si de 1 m. Em cada um dos furos, as respetivas válvulas afastadas entre si de 1 m, foram localizadas com um desfasamento em altura de 0,30 m relativamente aos outros dois furos, de modo a garantir uma maior uniformidade da injeção das caldas de cimento ao longo da altura a injetar [12].

O processo construtivo baseou-se na furação efetuada por rotação de tubos de coluna e injeção de lama espessa (polímeros). Executado o furo até à profundidade prevista no projeto, foi introduzido o tubo manchete e depois de efetuada a primeira injeção com calda de cimento, através da válvula inferior do tubo, para preenchimento do espaço anelar compreendido entre as paredes do furo realizado e a face exterior do tubo. Posteriormente foram iniciadas as injeções, com calda de cimento, efetuadas válvula a válvula no sentido ascendente do furo com recurso a obturador duplo. Por fim, procedeu-se ao preenchimento do interior do tubo de injeção com calda de cimento [12].

Para o fecho do espaço entre a estrutura existente e as estacas da cortina na sua parte superior, recorreu-se à realização de colunas curtas de jet-grout. As Fig. 4.10. e 4.11 que se seguem, são representativas da solução implementada.

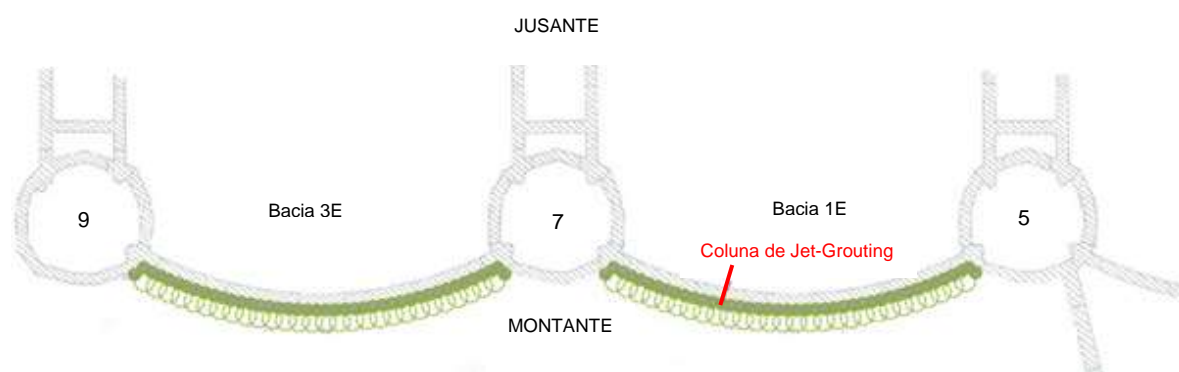


Fig. 4.10 – Execução das colunas de jet-grouting nas bacias 1E e 3E.

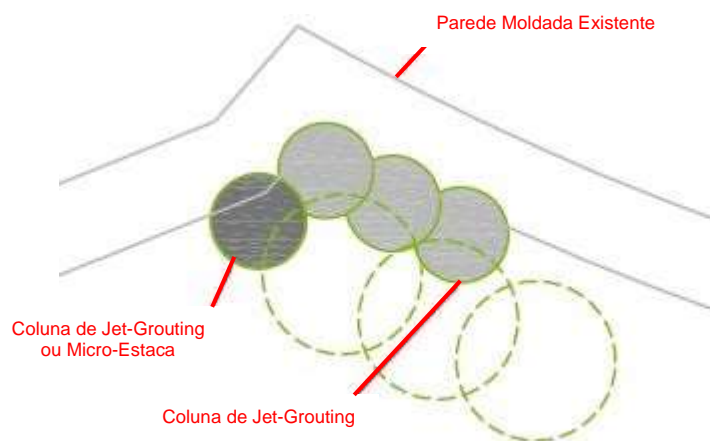


Fig. 4.11 – Pormenor ilustrativo do fecho da cortina de estacas.

4.5. CONTROLO DO PROCESSO DE EXECUÇÃO

As estacas são elementos que, uma vez construídos, suscitam sempre dúvidas sobre a sua integridade estrutural e suas condições de verticalidade. São elementos que ficam normalmente inacessíveis, não sendo possível a sua inspeção visual e, portanto, torna-se difícil a identificação de anomalias e proceder à sua reparação quando exibam defeitos.

No âmbito do controlo do processo de execução, é conveniente referir o controlo de volumes de betão, na medida em que, após a abertura de um furo com um determinado diâmetro é importante constatar a equivalência entre o volume de betão e o volume teórico. Se, por exemplo, ocorrer o colapso das paredes do furo, verifica-se durante o enchimento um menor volume de betão usado comparativamente ao volume teórico da estaca.

A avaliação do estado físico de uma estaca, nomeadamente a continuidade do material constituinte, a secção transversal e o comprimento, tornam-se um desafio. A simples escavação do terreno em redor de uma fundação para se efetuar a inspeção por observação direta é muito limitativa pela pequena profundidade que se consegue alcançar, possibilitando apenas a avaliação superficial do corpo da estaca. Outros processos podem envolver carotagens, os quais, além de onerosos, podem não atingir a zona afetada, pois a anomalia pode não ocupar toda a secção da estaca, mas apenas uma zona mais periférica ou mais central.

Ao nível do controlo do processo de execução são feitos ensaios distintos tanto a fim de compreender o estado da integridade da estaca, como aspetos relativos à compreensão da rigidez e resistência do sistema solo-estaca. Estes últimos, não têm muito interesse no âmbito desta dissertação, uma vez que o foco principal é a análise da integridade da estaca.

Seguidamente são referidas algumas das técnicas de controlo de qualidade, nomeadamente de avaliação da integridade das estacas que são normalmente utilizadas.

4.5.1. TÉCNICAS DE AVALIAÇÃO DE INTEGRIDADE

4.5.1.1. Ensaio sónico

Atendendo ao facto de que os ensaios de carga são muito dispendiosos e morosos, é geralmente realizado apenas um número muito reduzido de ensaios em relação à quantidade total de estacas executadas. Assim, desenvolveram-se e têm grande aceitação as técnicas não destrutivas de ensaios expeditos que, com equipamento muito ligeiro e acessível, podem ser executados em grande número de estacas e com grande rapidez.

De forma a possibilitar a realização dos mesmos, efetua-se previamente o saneamento da cabeça das estacas.

O ensaio sónico, tal como o próprio nome indica, baseia-se na propagação de uma onda sónica de compressão induzida na cabeça da estaca por uma pancada de pequena intensidade realizada com auxílio de um martelo de mão, a qual permite detetar eventuais descontinuidades na estrutura da estaca, fraturas, bem como a ocorrência de uma significativa diminuição de rigidez do meio associada à diminuição acentuada do diâmetro da estaca, avaliando portanto a sua integridade. No topo da estaca, é fixado um acelerómetro que registará a propagação e a reflexão da onda no seu percurso ao longo da estaca.

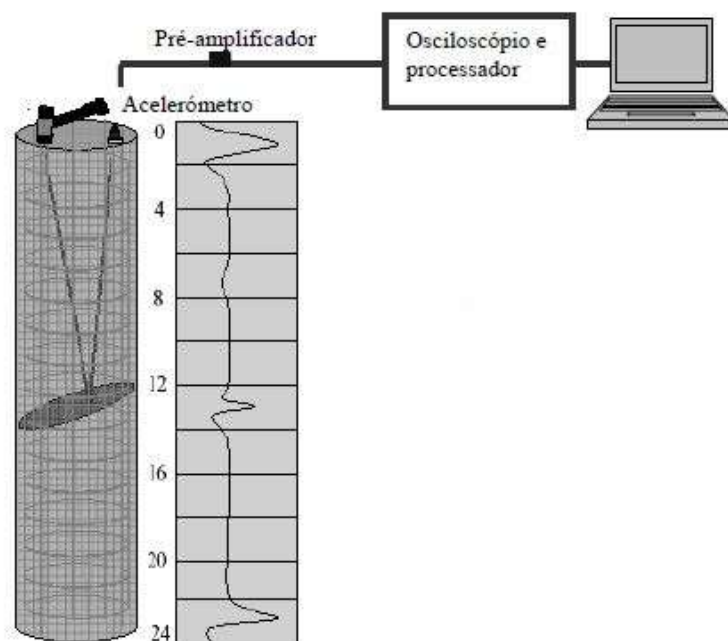


Fig. 4.12 – Representação do princípio de funcionamento do ensaio [13].

Se houver algum impedimento à propagação da onda, serão detetadas as correspondentes variações de velocidade monitorizadas pelo sensor (acelerômetro).

De forma muito sucinta, o equipamento consiste num microcomputador portátil com *software* adequado para o processamento eletrónico de sinais, cabos de ligação, pré-amplificadores, acelerómetros e um pequeno martelo. O sinal obtido pelo acelerómetro em cada impacto é transmitido como *input* ao aparelho onde é amplificado, convertido para a forma digital e processado no computador.

Geralmente são executadas três pancadas para a mesma estaca com o objetivo de verificar se os resultados são coincidentes.

Aplicando cada pancada na cabeça da estaca, esta será assim percorrida por uma onda de compressão, que irá refletir-se na sua extremidade inferior, o pé da estaca. Esta onda refletida chegará à cabeça da estaca com a mesma polaridade da onda incidente ou com polaridade inversa, dependendo das características mecânicas do pé da estaca.

Neste método, para além de rápida execução, o equipamento é leve, portátil e mobiliza poucos recursos. É o método mais económico para se obter informação acerca da integridade das estacas.

A Fig. 4.13 ilustra um conjunto de anomalias suscetíveis de deteção através do recurso ao ensaio sónico.

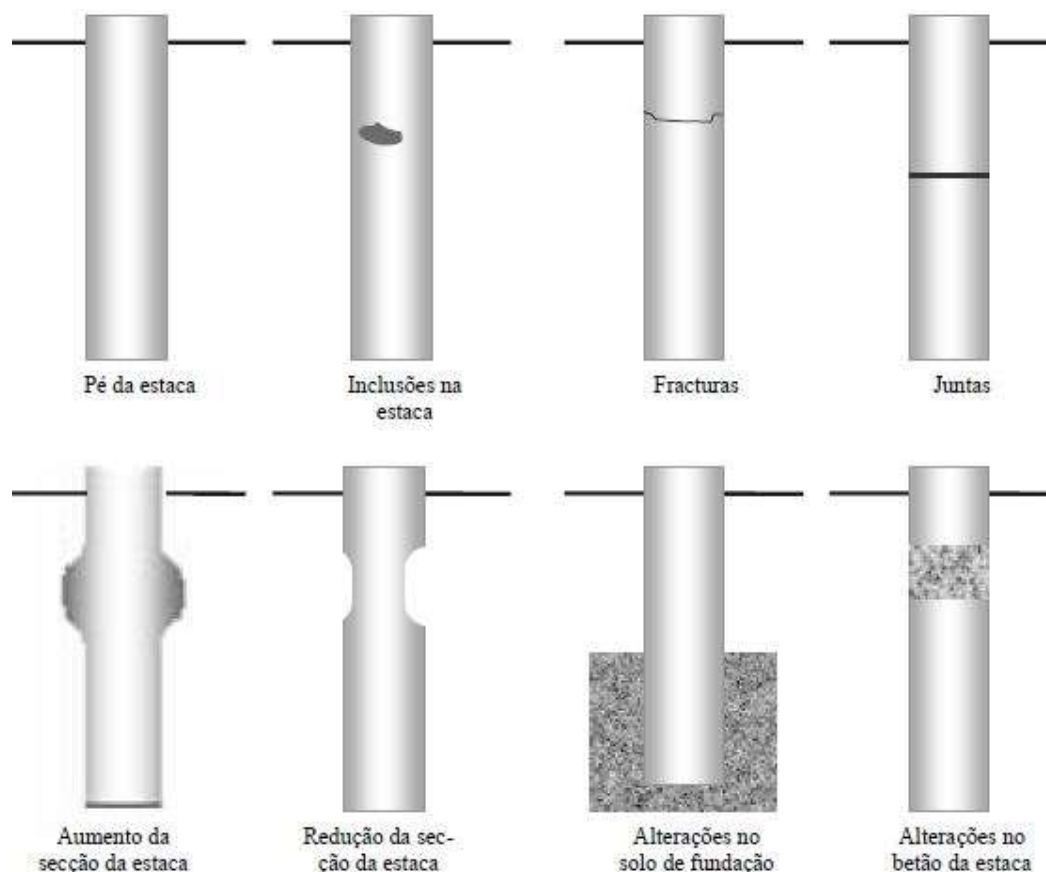


Fig. 4.13 – Principais anomalias detetáveis pelo ensaio sísmico [13].

Contudo, do ponto de vista das desvantagens e limitações do ensaio, este para além de não detetar variações geométricas da secção, pode apresentar pouca precisão na avaliação da intensidade dos danos e não permite detetar pequenas discontinuidades ou irregularidades da estaca ou ainda a alteração gradual do betão da estaca. Com isto, o método mostra-se inadequado para estacas com grandes diâmetros e elevados comprimentos, devido à perda de resolução com o aumento de diâmetro e do comprimento, associada à perda de energia por atenuação.

4.5.1.2. Carotagem (*core drilling*)

Este é um método tradicional de verificação de integridade que consiste na verificação do estado da estaca através da obtenção de testemunhos por meio de carotes e cuja eficiência depende da coincidência da passagem da broca pela região do dano, principalmente em estacas de grandes diâmetros onde a amostra recolhida pode não ser demonstrativa do verdadeiro estado da estaca.

Assim, é feita uma carotagem a todo o comprimento da estaca e analisam-se as amostras recolhidas em termos da qualidade do betão ou se existe alguma discontinuidade no corpo da estaca (Fig. 4.14).

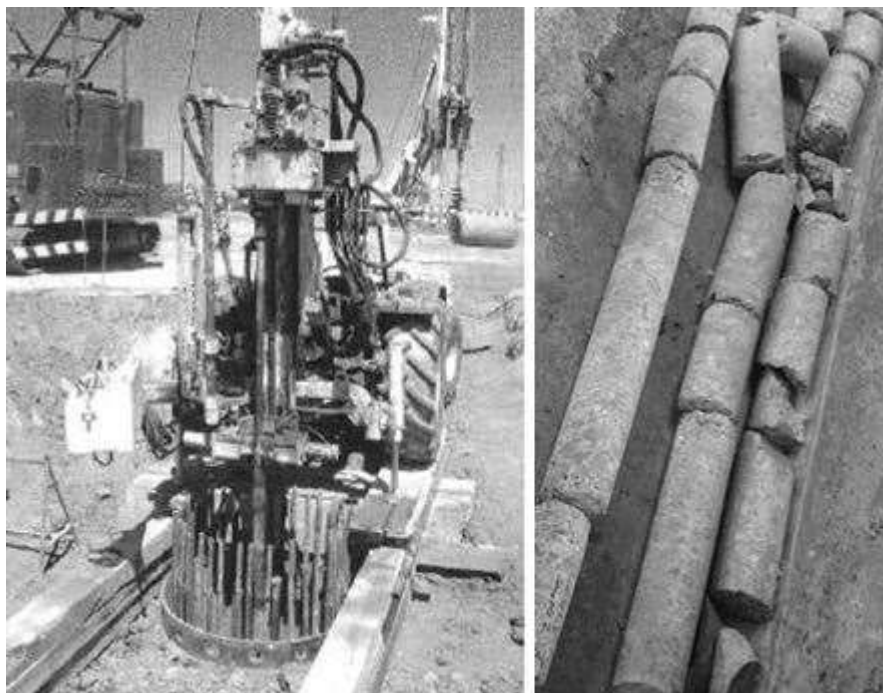


Fig. 4.14 – Equipamentos habitualmente utilizados em carotagens de estacas e exemplo de carotes, respetivamente [13].

De modo a finalizar o processo, é feita a selagem do furo deixado pelo carote com calda de cimento, introduzida por gravidade ou injetada.

Caso se verifique que o corpo da estaca apresenta deformações, é efetuada uma injeção sob pressão de forma a preencher a zona deteriorada, garantir a homogeneização e a continuidade do troço com problemas estruturais.

4.5.1.3. Ensaio de *Cross-Hole* (método das diagrfias sónicas)

Este é mais um método indireto, não destrutivo, que se baseia na emissão e receção de ondas sonoras para a análise da integridade das estacas. É um ensaio sónico cujo objetivo é identificar os defeitos no corpo da estaca, localizando-os e quantificando a sua extensão, através da uma interpretação objetiva de resultados.

Segundo Viana da Fonseca [14], a velocidade da onda no betão são e homogéneo ronda os 4000 m/s. Na eventualidade de surgir defeitos como inclusões de solo, fissuras ou segregações, por exemplo, esse valor diminui significativamente.

O ensaio *Cross-Hole* permite obter uma medição contínua da velocidade de propagação das ondas entre um sensor emissor e um sensor recetor, que percorrem todo o comprimento da estaca através de dois tubos previamente instalados.

Pretende-se assim, a verificação da qualidade do betão de forma contínua ao longo de todo o fuste da estaca. A tecnologia envolve a emissão de impulsos elétricos que são convertidos em ondas ultrassónicas através de uma sonda transmissora. Uma sonda recetora capta essas ondas que serão novamente convertidas em sinais elétricos.

As sondas transmissora e recetora são posicionadas no interior de tubos preenchidos com água incorporados na estaca, os quais podem ser em PVC ou, preferencialmente metálicos para melhor aderência entre o betão e o tubo, usualmente fixados à armadura, antes da betonagem, conforme ilustrado na Fig. 4.15. As sondas são inicialmente instaladas na parte inferior dos tubos junto à base da estrutura, regulando-se sucessivamente os cabos de modo a que as sondas fiquem sempre posicionadas num mesmo plano horizontal.

O sinal recebido é transmitido a um osciloscópio que o memoriza e a diagrafia do elemento investigado é impressa em papel à medida que as sondas vão ascendendo. A transmissão do sinal sónico entre o emissor e o recetor é contínua permitindo deste modo avaliar as variações na velocidade de propagação das ondas sónicas ao longo de todo o fuste da estaca.



Fig. 4.15 – Fixação dos tubos à armadura (à esquerda) e exemplo de uma estaca finalizada (à direita).
Imagens referentes aos ensaios na obra de Aveiro da REFER [14].

Em termos gerais, considera-se que se está perante uma anomalia acústica significativa quando a velocidade média teórica da propagação das ondas sónicas se reduz em mais de 20% ou, inversamente, quando o tempo de percurso aumenta em mais de 20%. É importante referir que os valores obtidos partem do pressuposto de que se verifica a verticalidade e a igualdade de espaçamento entre os tubos ao longo da estaca.

Contudo, o método apresenta alguns inconvenientes como o facto de não detetar as anomalias situadas fora das zonas atravessadas pelas ondas (Fig.4.16); não deteta pequenas anomalias verticais; torna-se um pouco moroso face ao vulgar ensaio sónico; e, ainda, a anomalia acústica determinada pode ter mais do que uma origem sendo, nesse caso, necessário cruzar os resultados do ensaio com informações sobre o processo construtivo da estaca, investigação direta por sondagem ao corpo da estaca ou por inspeção visual, caso a profundidade em que se verifica a existência da anomalia o permita.

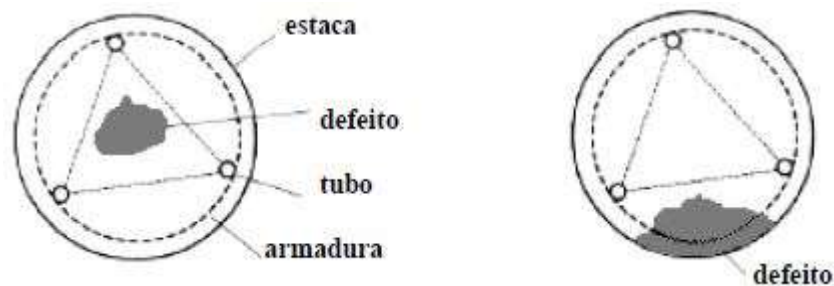


Fig. 4.16 – Esquema representativo dos defeitos não detetáveis pelo ensaio [13].

4.6. MONITORIZAÇÃO

É de extrema importância fazer referência à medição de pressões neutras *in situ*, como forma de avaliar, ao longo do período de vida da obra, o comportamento e eficácia da cortina de estacas secantes. As pressões na água dos poros do solo podem ser medidas por meio dos aparelhos designados por piezómetros.

O funcionamento de um piezómetro pode resumir-se aos seguintes princípios básicos [1]:

- Um corpo poroso é colocado no ponto do maciço onde se pretende medir a pressão da água;
- A água do solo atravessa o corpo poroso e entra num compartimento;
- O nível atingido pela água neste compartimento pode ser medido ou a pressão da água no mesmo pode ser registada, correspondendo ambos, à pressão na água dos poros no ponto em causa, isto quando o processo se encontra estabilizado.

Um determinado volume de água necessita de passar do solo adjacente para o piezómetro de modo a regular o sistema, sendo que a variação de pressão assinalada é proporcional ao volume mencionado.

Tendo em conta que todos os solos têm uma permeabilidade finita, existirá sempre um determinado período de tempo entre a variação da pressão da água nos poros do solo e o seu registo no piezómetro. A esse período de tempo designa-se por “tempo de resposta do piezómetro”, o qual permite determinar o tipo de aparelho a usar em cada situação.

Tendo como foco o caso prático da monitorização do comportamento duma cortina de estanqueidade similar à realizada nos vãos 1E e 3E na barragem de Crestuma-Lever, procedeu-se a uma pesquisa de forma a identificar a aparelhagem disponível no mercado para o fim em vista, bem como adquirir uma certa sensibilidade para o modo como é feita a seleção dos piezómetros mais indicados de acordo com cada situação em causa.

A título de exemplo destaca-se a possibilidade da utilização de piezómetros múltiplos que permitem a colheita de informação a vários níveis de um mesmo furo utilizando um único cabo de transmissão do sinal. Nas Fig. 4.17 e 4.18 são apresentadas representações esquemáticas deste tipo de aparelhos [15].



Fig. 4.17 – Multipoint Piezometer [15].

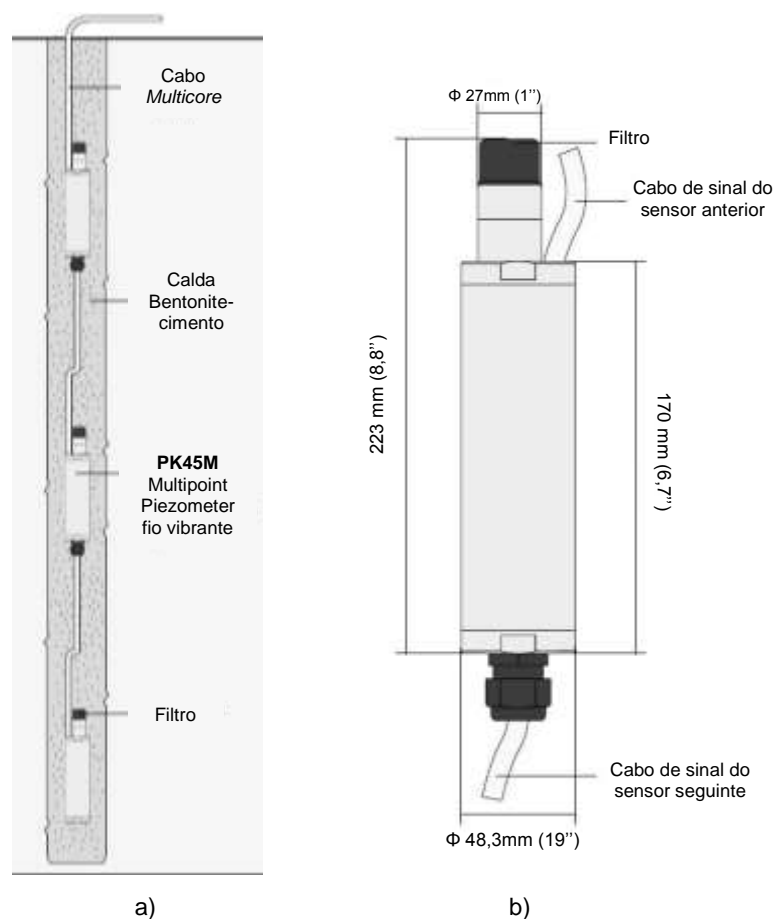


Fig. 4.18 – Piezômetros múltiplos: a) representação esquemática em corte; b) pormenor do piezômetro PK45M da SISGEO [15].

Nos Quadros 4.1 e 4.2 representam-se algumas das características importantes para a tomada de decisão quanto à escolha do tipo de piezómetros a instalar face a uma situação concreta [15].

Quadro 4.1 – Aplicações e características do *Multipoint Piezometer*

Aplicações	Características
Medição da pressão da água do solo em diferentes altitudes	Instalação simples
Monitoramento das atividades de consolidação de solo	Estabilidade a longo prazo e confiabilidade
Utilizado em barragens e aterros	O comprimento do cabo não afeta a leitura
Monitoramento de deslizamentos	Sensor de temperatura embutido
Escavação profunda	Hermeticamente fechado

Quadro 4.2 – Especificações técnicas

Modelo: PK 45 M (SISGEO)	
Campo de Medida – <i>Full Scales</i> (FS)	0-350 kPa até 0-3,5 MPa
Sensibilidade	0,025% FS
Precisão Total	< $\pm 0,25\%$ FS
Diâmetro e peso	Φ 48,3 mm (19”), 2 kg (4,4 lbs)

O método de instalação “*fully-grouted*”, em que o furo é totalmente preenchido por calda bentonite-cimento, providencia uma forma fiável de instalar vários piezómetros no mesmo furo, sendo cada um responsável por medir a pressão hidráulica a diferentes cotas. Este método evita problemas de entrada de areia em terrenos arenosos ou com linhas de água [15].

O princípio de funcionamento baseia-se no facto de que, num material com pouca permeabilidade, o gradiente de pressão radial em torno da ponta do piezómetro é de maior magnitude comparativamente com o gradiente de pressão vertical ao longo do furo. De notar que a resposta do piezómetro é controlada pelo maior gradiente de pressão [15].

As caldas (água, cimento e bentonite) devem ser controladas pelo peso e a proporção dos materiais constituintes deve estar em conformidade com a resistência pretendida.

5

MODELAÇÃO BIDIMENSIONAL DO PROBLEMA

5.1. INTRODUÇÃO

No âmbito deste trabalho, é realizada a simulação de um conjunto de situações suscetíveis de ocorrer aquando da implantação de uma cortina de estanqueidade materializada por estacas secantes e, com base em modelação bidimensional do fluxo, é analisado o comportamento hidráulico da fundação de uma barragem do tipo similar à de Crestuma-Lever.

O método dos elementos finitos (MEF) é uma ferramenta bastante útil e potente que permite efetuar diferentes modelações com características comportamentais mecânica e hidráulica dos terrenos muito realistas. E, assim sendo, é possível interpretar e prever resultados próximos dos reais. Os *softwares* disponíveis no mercado são plataformas de relativamente fácil interação tornando problemas geotécnicos complexos em problemas de simples interpretação.

De um modo geral, este método numérico baseia-se em dividir um meio contínuo numa malha constituída por um número finito de elementos singulares de menor dimensão consoante a precisão pretendida mantendo as mesmas propriedades, permitindo a análise pontual de diversos parâmetros desses vários elementos.

Como já foi mencionado no capítulo 4, associado à execução das estacas do tipo secantes (neste caso), estão vários problemas, entre os quais a integridade do corpo da estaca e o desvio da verticalidade proporcionando aberturas ou janelas na cortina de estanqueidade. Assim, na eventualidade de não serem cumpridos os requisitos que assegurem uma boa execução da cortina de estacas, podem ocorrer defeitos que permitam a passagem da água, ficando, por isso, comprometida a função que se pretende atribuir à cortina de estanqueidade.

O presente capítulo foca-se no estudo de vários casos que permitem uma melhor perceção do comportamento hidráulico da fundação.

Interessa agora referir que, com o objetivo de analisar o pretendido neste trabalho, e de modo a adquirir alguma sensibilidade acerca do tema em questão, numa primeira fase foi efetuada a modelação, com recurso a um *software* 2D (*SEEP/w*), que permite simular escoamentos bidimensionais. No capítulo seguinte, são apresentadas as análises das simulações efetuadas com recurso a um *software* que permite analisar escoamentos no espaço tridimensional.

As análises expostas no presente capítulo tiveram por base simulações efetuadas segundo dois tipos de corte, sendo um deles representativo de um comportamento no plano vertical e outro no plano horizontal.

5.2. ANÁLISE DO PLANO VERTICAL

5.2.1. DESCRIÇÃO DO MODELO

No que se refere às simulações no plano vertical, o corte do modelo desenvolvido é baseado na geometria de um vão tipo da bacia do descarregador da barragem de Crestuma-Lever. Na Fig. 5.1, representa-se o modelo base da modelação desenvolvida. Nela estão representadas as paredes moldadas das cortinas corta-águas, com 0,8 m de espessura e 17,5 m de profundidade, e a bacia de dissipação, com dimensões de sensivelmente 55 m de comprimento e cerca de 10 m de profundidade.

A fundação respeitante ao vão da bacia, assim como as cortinas corta-águas, têm como material constituinte o betão. Entendeu-se admiti-lo como um material impermeável para efeito das análises realizadas, pelo simples facto de não alterar significativamente os resultados e conclusões pretendidas no estudo.

Foram modeladas duas camadas, uma de aluvião com 40 m de espessura, que corresponde ao solo sobre o qual está assente a bacia e uma camada de rocha alterada, com 4 m de espessura, seguindo-se depois o maciço rochoso (fronteira impermeável), perfazendo assim, uma profundidade total de 44 m.

No que se refere às características das duas camadas consideradas, foram assumidos os seguintes coeficientes de permeabilidade: $k = 10^{-4} \text{ m/s}$ para a formação aluvionar e $k = 10^{-6} \text{ m/s}$ para o maciço rochoso alterado.

É de referir, ainda, que as fronteiras de montante e de jusante do modelo foram definidas a uma distância de 200 m a partir do local onde estão dispostas as faces exteriores de cada uma das cortinas corta-águas de montante e de jusante.

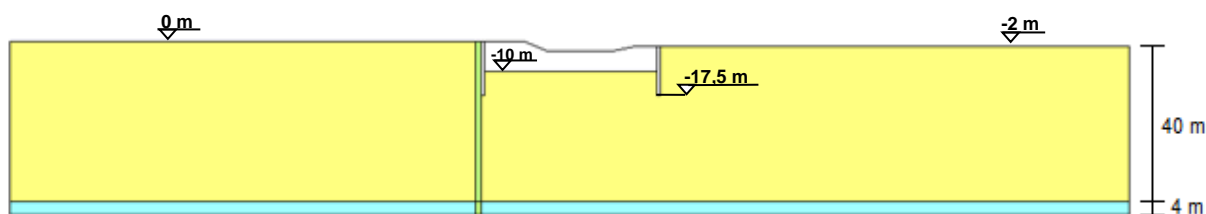


Fig. 5.1 – Modelo base da modelação desenvolvida em SEEP/w (2D) – Plano vertical.

Como possível solução para controlar a erosão admitiu-se, como medida corretiva, a ser implementada a instalação de uma cortina de estacas secantes (Fig. 5.1) imediatamente a montante do muro corta-águas de montante, com 1 m de espessura e cuja profundidade atinge, em alguns dos cenários simulados, o maciço rochoso.

Embora o material que constitui esta cortina de estacas seja betão, foi no entanto aqui admitido que este possui um coeficiente de permeabilidade com o valor de $k = 10^{-8} \text{ m/s}$.

Para a modelação foi usada uma malha quadrada de elementos finitos com os vértices afastados de 1m, de modo a tornar a respetiva malha relativamente refinada. Note-se que poderia ter sido usada uma malha com maior número de elementos para a análise, mas teria o inconveniente de aumentar muito significativamente o tempo de cálculo, daí a razão da opção tomada.

5.2.2. CASOS EM ESTUDO

Face aos problemas referidos no capítulo anterior associados à execução das estacas secantes, assim como ao controlo da qualidade das mesmas, são apresentados, seguidamente, os diferentes casos simulados. Estas simulações têm como propósito a observação do modo como são influenciados os valores dos respetivos gradientes hidráulicos e velocidades de fluxo, bem como os caudais percolados face às eventuais aberturas e/ou defeitos na cortina de estanqueidade, e ainda, analisar e perceber alguns aspetos, tais como o comportamento das linhas de corrente, das linhas de equipotencial e a variação das pressões neutras na face da cortina de estanqueidade.

Relativamente aos casos em estudo no plano vertical, consideraram-se dois modelos distintos, que se diferenciam pelo facto de haver, ou não, a simulação da cortina de estanqueidade.

A primeira situação, considerada no modelo inicial, é designada por “situação base de projeto”, na qual não é tida em conta qualquer intervenção, ou seja, não é simulada a cortina de estacas secantes. Os modelos seguintes, pelo contrário, incorporam a implantação da cortina de estacas sendo considerados vários cenários distintos. As situações com intervenção da cortina de estanqueidade enquadram, primeiramente, a “situação de referência”, na qual a cortina de estacas é simulada como sendo completamente íntegra e sem deficiências. De seguida, são tidos em conta os vários cenários distintos que consideram a ocorrência de deficiências na cortina de estacas implantada que, por isso, têm por base a existência de eventuais janelas dispostas em diferentes zonas da cortina.

Em síntese:

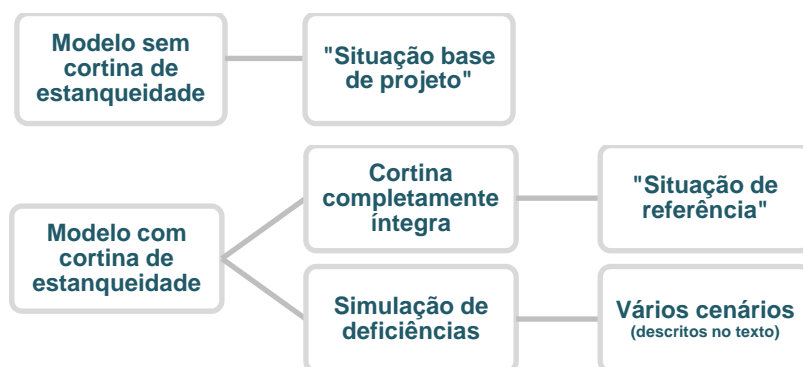


Fig. 5.2 – Esquema elucidativo das situações em estudo – Plano vertical.

Seguidamente são descritas, de forma sucinta, as situações consideradas, bem como os esquemas considerados nas modelações para consequente análise dos resultados obtidos.

5.2.2.1. Situação base de projeto

A “situação base de projeto” corresponde à situação em que é simplesmente representada a fundação da bacia, com as respetivas cortinas corta-água e sem cortina de estanqueidade, ou seja, o cenário descrito corresponde naturalmente à Fig. 5.3.

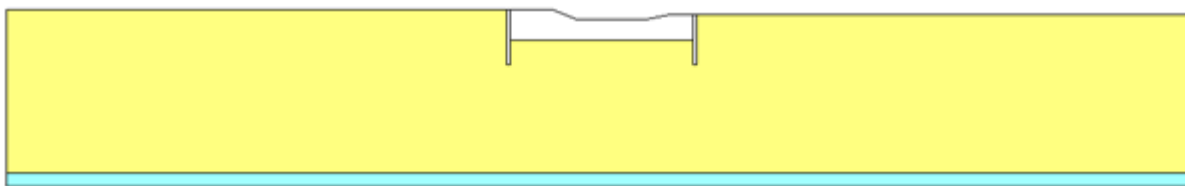


Fig. 5.3 – Plano vertical. Situação base de projeto.

5.2.2.2. Situação de referência (cortina íntegra)

Esta situação tem em vista a execução da cortina de estacas secantes a montante, com prolongamento até ao maciço rochoso, sem deficiências e cumprindo, por isso, com os preceitos de integridade. Este trata-se do caso de referência, em relação ao qual são efetuadas comparações apresentadas mais à frente, no que diz respeito, fundamentalmente, aos diagramas de pressões neutras. A Fig. 5.1 é representativa do esquema de modelação para esta situação especificada.

5.2.2.3. Cenários com simulação de deficiências na cortina

No pressuposto da execução da cortina de estanqueidade foram considerados hipotéticos cenários representando deficiências fictícias. O Quadro 5.1 descreve os referidos cenários.

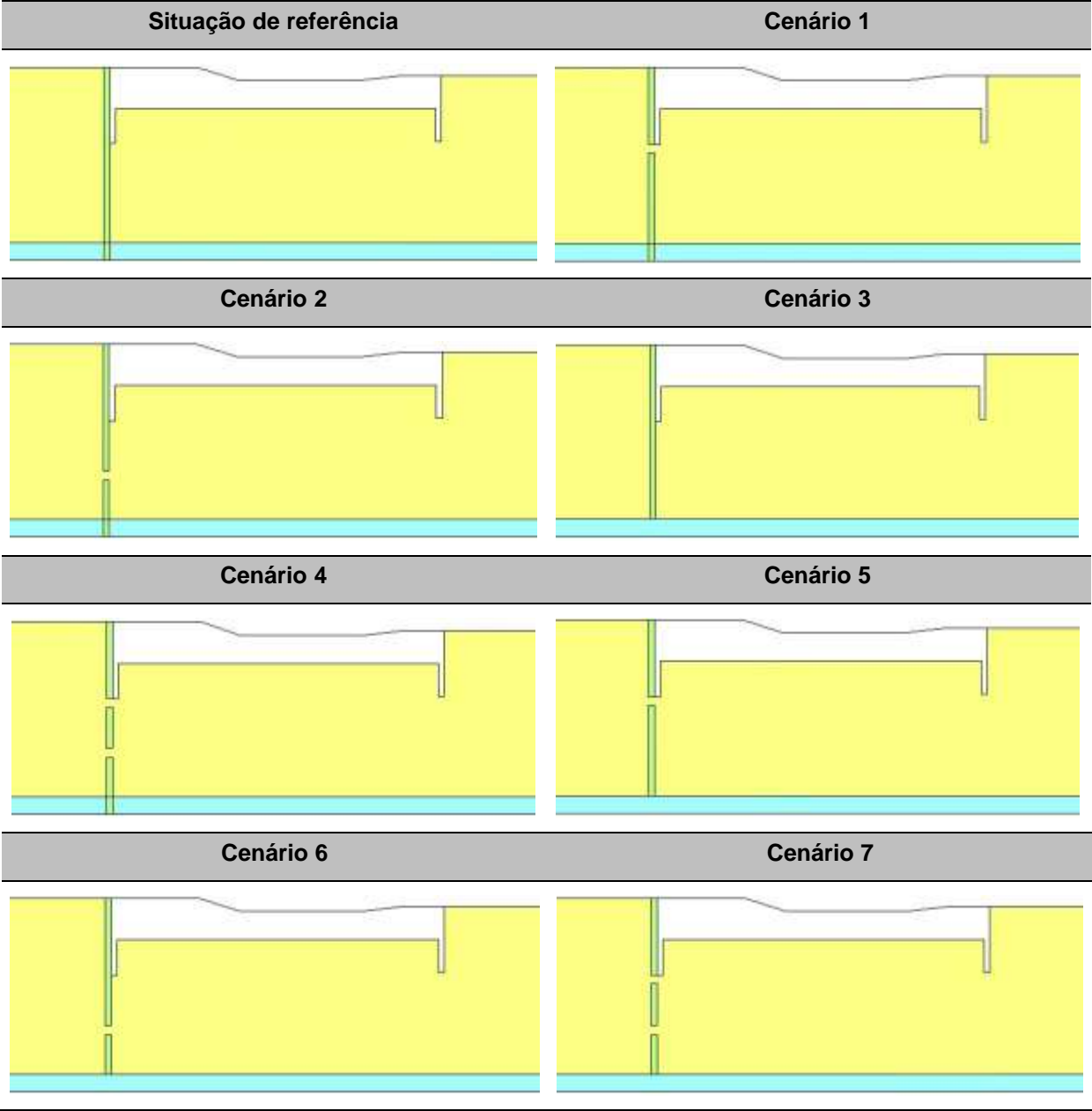
Quadro 5.1 – Plano vertical. Descrição dos cenários em estudo

Cenário	Descrição
1	Abertura simulada da cota -17,5 m até à cota -19,5 m (localizada imediatamente abaixo da cortina corta-águas)
2	Abertura simulada da cota -29 m até à cota -31 m
3	Abertura simulada da cota -40 m até à cota -44 m (*)
4	Resulta de uma conjugação dos cenários 1 e 2
5	Resulta de uma conjugação dos cenários 1 e 3
6	Resulta de uma conjugação dos cenários 2 e 3
7	Resulta de uma conjugação dos cenários 1, 2 e 3

(*) O cenário 3 corresponde à situação em que a estaca não penetra na camada de rocha alterada.

Apresentam-se de seguida os esquemas considerados na modelação referentes aos casos anteriormente mencionados.

Quadro 5.2 – Plano vertical. Representação dos esquemas de modelação em estudo



As janelas, representadas nos cenários em estudo, foram simuladas através de uma “quebra” na cortina de estanqueidade, cujas dimensões são de $1 \times 2 \text{ m}$ e o material constituinte é a camada aluvionar.

Apresentados todos os casos alvo do estudo em causa, interessa agora salientar os resultados obtidos nas análises. Primeiramente será abordado o comportamento das linhas equipotenciais para cada um dos casos, bem como as linhas de corrente. Em simultâneo será feita, também, a apreciação dos gradientes hidráulicos, velocidades e caudais percolados nas respetivas janelas admitidas em cada caso. Por fim serão apresentados os diagramas de pressões na face da cortina de estacas.

5.2.2.4. Rede de fluxo

Como já foi mencionado anteriormente (capítulo 2), a água nos solos move-se quando ocorrem diferenças de carga hidráulica entre diversas regiões, sendo o movimento dirigido para os pontos de menor carga hidráulica.

O caso em estudo descreve-se como sendo uma massa de solo homogénea e isotrópica em termos de permeabilidade, percorrida por um escoamento permanente originado por um desnível ou diferença de cargas hidráulicas existente entre montante e jusante da cortina de estacas secantes. Assim sendo, pode observar-se, de seguida, uma rede formada por duas famílias de linhas: as linhas de corrente, que representam as trajetórias de partículas de água, e as equipotenciais, linhas de igual carga hidráulica. Piezómetros colocados ao longo de uma dada equipotencial acusam níveis de água atingindo em todos eles a mesma cota. Como se verá, nos meios com isotropia de permeabilidade as linhas de corrente e as equipotenciais intersectam-se ortogonalmente. Uma representação deste tipo designa-se por rede de fluxo ou rede de escoamento [1].

Assim, e recorrendo ao referido *software SEEP/w*, foram recolhidas as imagens representativas das linhas equipotenciais, bem como das linhas de corrente, a fim de tecer algumas conclusões. Outras informações foram recolhidas, como já referido anteriormente.

De salientar que, em qualquer uma das figuras representativas das linhas de igual potencial, foi mantido o mesmo intervalo entre elas (*intervalo* = 0,1 m).

▪ Situação base de projeto

A Fig. 5.4 é ilustrativa da rede de fluxo para a “situação base de projeto”. Note-se a ortogonalidade entre as linhas de equipotencial (representadas a preto) e as linhas de corrente (representadas a verde) de tal forma que a zona a sombreado na figura quase se assemelha a um quadrado.

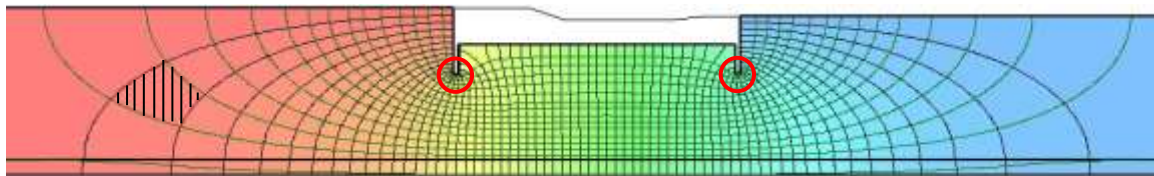


Fig. 5.4 – Plano vertical. Rede de fluxo da “situação base de projeto”.

Ainda relativamente a esta situação, são analisados o caudal total percolado através da fundação, assim como a maior magnitude de velocidade registada, bem como o maior gradiente hidráulico. Os valores encontram-se no Quadro 5.3 seguidamente apresentado.

É de referir, ainda, que o local onde é registado tanto a maior magnitude de velocidade como o maior gradiente hidráulico é precisamente nas imediações da parede moldada da cortina corta-águas, na zona assinalada com os círculos vermelhos na Fig. 5.4.

Quadro 5.3 – Resumo dos valores obtidos para a “situação base de projeto” (plano vertical)

Situação base de projeto		
Caudal (m^3/s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$3,41 \times 10^{-3}$	$3,74 \times 10^{-5}$	0,392

▪ Situação de referência

No que diz respeito ao cenário tido como referência, anteriormente descrito, constata-se que as linhas equipotenciais existentes concentram-se, em grande parte, ao longo da espessura da cortina de estacas secantes previamente executadas e cuja permeabilidade, como já referido, é de $k = 10^{-8} m/s$. O caudal percolado é, portanto, muito diminuto, sendo que as perdas de carga localizam-se no atravessamento da cortina. O panorama obtido traduz-se na figura seguinte.

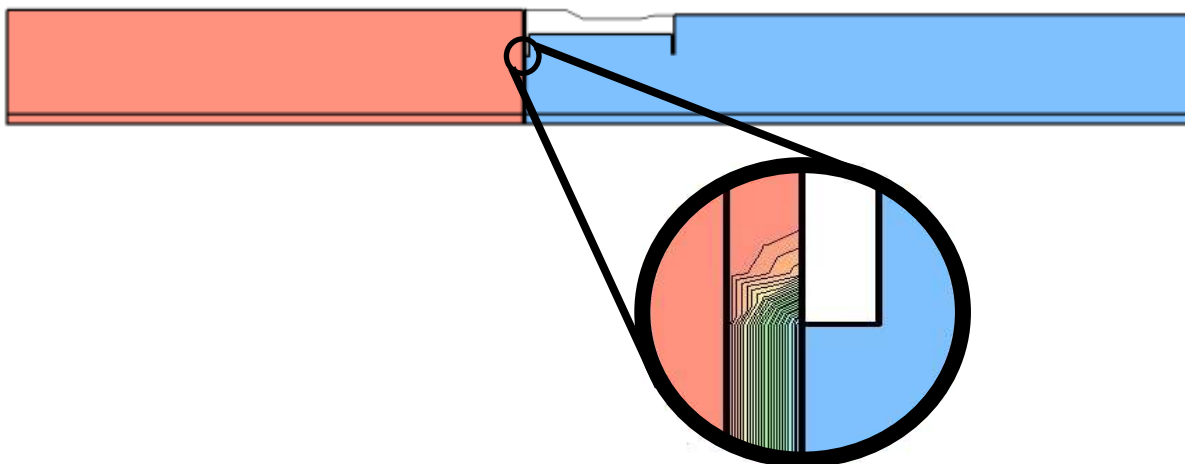


Fig. 5.5 – Plano vertical. Pormenor das linhas equipotenciais quando instalada uma cortina de estanqueidade homogénea.

De forma a ter perceção do comportamento das linhas equipotenciais, foi diminuído o intervalo de equipotenciais através do comando “*Draw Contours*” disponível no programa utilizado. O intervalo foi reduzido para 0,01 m. A Fig. 5.6 representa o modo como estão dispostas as linhas de igual potencial.

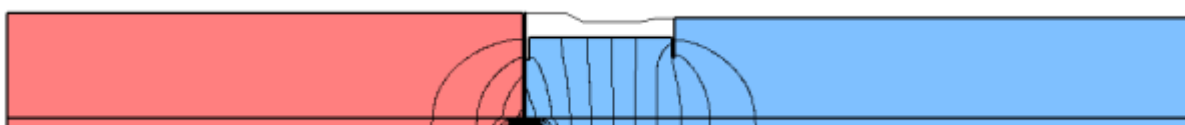


Fig. 5.6 – Plano vertical. Rede de fluxo quando instalada uma cortina de estacas secantes homogénea a montante.

Foi, ainda, calculado o caudal percolado, obtendo-se o valor de $3,47 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$, o que comprova a veracidade da afirmação acima, respeitante ao caudal percolado ser quase insignificante. Estabelecendo uma comparação com o caudal obtido na “situação base de projeto”, constata-se que são bastante distintos, sendo o caudal da “situação de referência” naturalmente menor devido à presença da cortina de estanqueidade.

- Cenários com simulação de deficiências na cortina

Relativamente aos cenários implícitos na situação em que há a simulação de deficiências que se encontram retratados no Quadro 5.1, apresenta-se de seguida a respetiva rede de fluxo face às aberturas existentes consideradas em cada caso. Apresentam-se, ainda, os quadros relativos ao caudal percolado, assim como a magnitude da velocidade e o gradiente hidráulico em cada uma das aberturas simuladas no cálculo, recorrendo ao *software SEEP/w*.

- Cenário 1

O primeiro cenário, como já foi descrito, consiste na simulação de uma abertura na cortina de estacas localizada imediatamente abaixo da base da cortina corta-águas. As equipotenciais assumem um comportamento distinto dos casos anteriormente apresentados, verificando-se que as linhas de igual potencial circundam a janela simulada e concentram-se junto desta.

Na Fig. 5.7 representa-se a evolução das equipotenciais, bem como o valor de duas das linhas de igual equipotencial. Estão, também, representadas algumas das linhas de corrente em zonas distintas, através da qual é perceptível o movimento da água dirigido para a abertura existente.

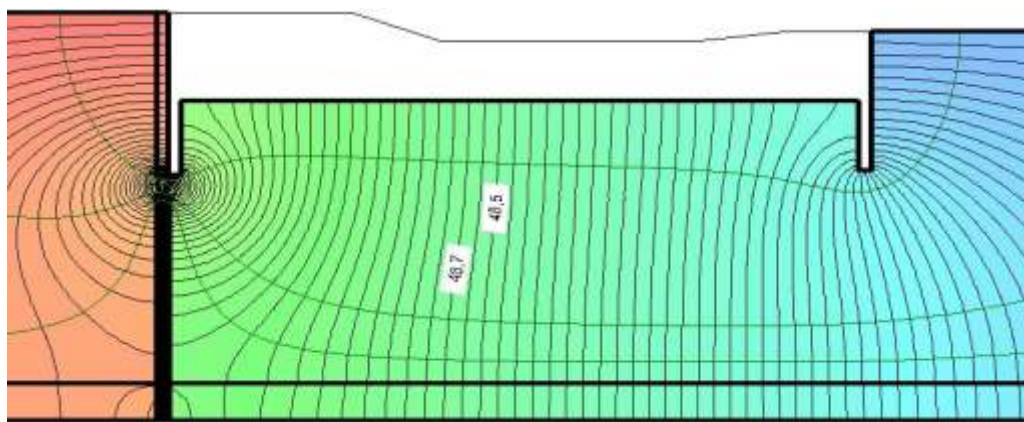


Fig. 5.7 – Plano vertical. Rede de fluxo do cenário 1.

É de referir que tanto a magnitude da velocidade, como o gradiente hidráulico foram calculados num ponto central de cada uma das aberturas consideradas nos diferentes casos, enquanto o valor do caudal percolado foi calculado a meio da secção da abertura e perpendicularmente ao sentido do movimento da água. Esta nota aplica-se, não só a este cenário, como também a todos os outros subsequentes.

Comparativamente à “situação de referência”, este cenário 1 apresenta um valor do caudal percolado naturalmente maior devido à presença da abertura simulada através da qual se concentra o fluxo.

Estabelecendo, agora, uma comparação entre os caudais do cenário 1 e da “situação base de projeto”, é possível constatar que, como facilmente se compreende, o caudal percolado sem a cortina de estacas é

maior, pois apesar de haver uma abertura na cortina de estanqueidade do cenário 1, esta não perde totalmente a sua função. No que se refere à magnitude da velocidade e ao gradiente hidráulico, estes são maiores no cenário 1, relativamente à “situação base de projeto”.

No Quadro 5.4 é possível consultar a informação recolhida com recurso às ferramentas disponíveis no programa utilizado, *SEEP/w*.

Quadro 5.4 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 1 (plano vertical)

Abertura simulada da cota -17,5 m até à cota -19,5 m		
Caudal (m ³ /s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$2,29 \times 10^{-4}$	$8,58 \times 10^{-5}$	0,850

➤ Cenário 2

De forma similar, no que se refere ao cenário 2, as linhas equipotenciais rodeiam a abertura simulada entre as cotas -29 m e -31 m. A Fig. 5.8 é representativa do que se sucede neste cenário em questão, incluindo a disposição de algumas das linhas de corrente.

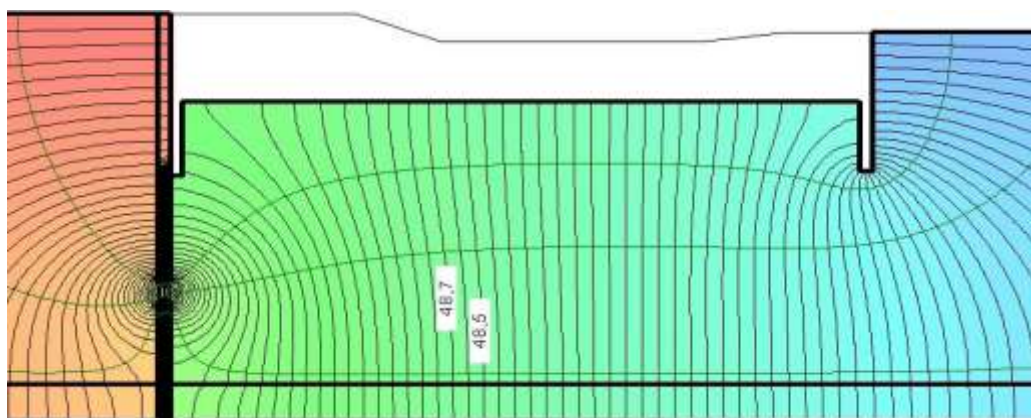


Fig. 5.8 – Plano vertical. Rede de fluxo do cenário 2.

Através da análise do Quadro 5.5, é possível averiguar o facto de que o valor do caudal percolado através da abertura simulada é bastante próximo do valor do caudal referente ao cenário 1. Nota-se que, uma vez que o caudal é menor, verifica-se que, tanto a magnitude da velocidade como o gradiente hidráulico são, também eles, menores. Tal fenómeno está relacionado com a profundidade a que se encontra a janela.

Conclui-se, então, que não é verificada grande discrepância entre os resultados deste cenário com o anterior, uma vez que a abertura simulada encontra-se num meio com iguais características (camada aluvionar), diferindo apenas a profundidade.

Quadro 5.5 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 2 (plano vertical)

Abertura simulada da cota -29 m até à cota -31 m		
Caudal (m ³ /s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$2,25 \times 10^{-4}$	$7,86 \times 10^{-5}$	0,774

➤ Cenário 4

Este cenário resulta da combinação dos anteriores cenários 1 e 2. O resultado obtido corresponde ao analisado até então, em que as linhas equipotenciais se dispõem em torno das aberturas simuladas e o fluxo decorre, fundamentalmente, pelas aberturas dispostas na cortina de estacas secantes.

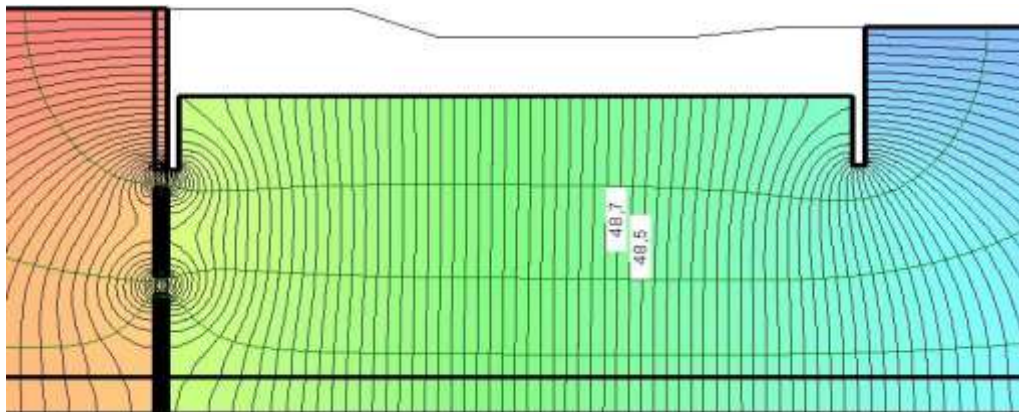


Fig. 5.10 – Plano vertical. Rede de fluxo do cenário 4.

Através da informação retirada do cálculo efetuado no *software SEEP/w* e a qual consta no Quadro 5.7, é possível verificar que, aparentemente, os caudais calculados são inferiores. No entanto, é de salientar que os valores apresentados são referentes apenas a cada uma das aberturas.

Para a análise, importa quantificar o caudal total movimentado de montante para jusante, que corresponde à soma dos caudais representados no quadro. O caudal obtido foi $Q = 2,93 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ e, portanto, constata-se que é maior comparativamente aos cenários em que se considera uma só janela (cenários 1 e 2). Com isto, pode-se concluir que havendo mais do que uma abertura na cortina de estacas secantes, o caudal percolado em cada abertura é menor, mas não quer isso dizer que o caudal percolado no total seja também menor.

Os gradientes hidráulicos registados em cada uma das aberturas simuladas verificam-se menores comparativamente aos gradientes hidráulicos apresentados anteriormente nas aberturas equivalentes nos respetivos cenários 1 e 2.

Quadro 5.7 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 4 (plano vertical)

Abertura simulada da cota -17,5 m até à cota -19,5 m		
Caudal (m^3/s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$1,50 \times 10^{-4}$	$5,66 \times 10^{-5}$	0,561
Abertura simulada da cota -29 m até à cota -31 m		
Caudal (m^3/s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$1,43 \times 10^{-4}$	$5,04 \times 10^{-5}$	0,496

➤ Cenário 5

Relativamente ao cenário 5 estudado, foi simulada uma janela imediatamente abaixo da cota onde termina a parede moldada da cortina corta-águas, sendo que, o que difere este cenário do anteriormente apresentado cenário 1, é o facto desta cortina de estacas secantes não ser implantada até ao maciço rochoso, mas limitando-se a ficar assente na camada de rocha alterada. Desta forma, tem-se duas aberturas que permitem a passagem da água de montante para jusante.

Ao nível das linhas equipotenciais, estas apresentam um comportamento espectacular, pois dispõem-se em torno da janela e verifica-se, também, uma concentração do fluxo na camada de rocha alterada.

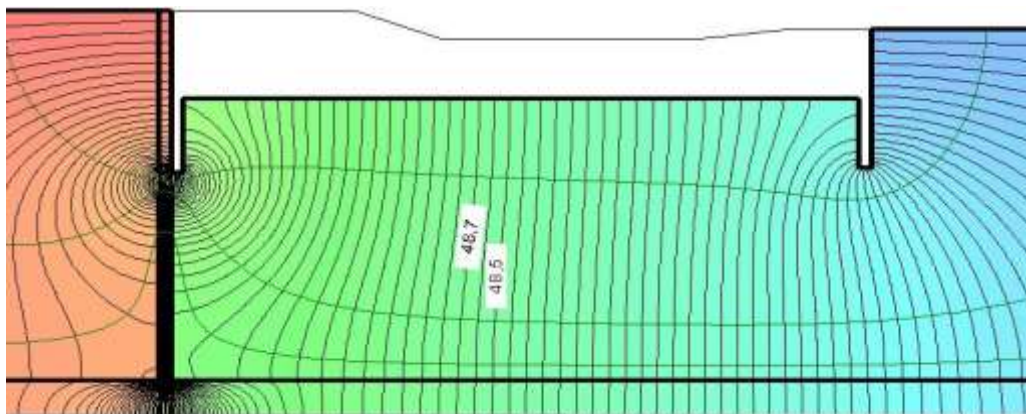


Fig. 5.11 – Plano vertical. Rede de fluxo do cenário 5.

Analisando o Quadro 5.8, é possível reter algumas conclusões, tais como o facto do caudal percolado na janela localizada mais na proximidade da superfície, ser bastante maior do que o caudal percolado no maciço rochoso alterado. E, como tal, a magnitude da velocidade verifica-se, também ela, ser muito maior naquela janela. O mesmo não acontece com o gradiente hidráulico.

Tal como foi observado no cenário 3, o gradiente hidráulico na zona da camada de rocha alterada é muitíssimo elevado, este fenómeno justifica-se, essencialmente, pela diferença de permeabilidades entre as duas camadas existentes e, para além disso, não se verifica a ocorrência de perdas de carga significativas nas zonas distanciadas da cortina. Estas mesmas razões justificam o facto de se verificar um menor gradiente hidráulico na abertura mais à superfície, em comparação com a abertura existente na camada de rocha alterada, apesar de ser pouca a diferença entre eles.

Neste cenário, o caudal percolado no total é de $2,34 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ que, estabelecendo uma comparação com o cenário 1, pode-se concluir que se trata de valores muito próximos, pois o caudal percolado na abertura simulada da cota -40 m até à cota -44 m é praticamente insignificante. Assim sendo, a magnitude da velocidade também se verifica muito semelhante à registada no cenário 1.

Quadro 5.8 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 5 (plano vertical)

Abertura simulada da cota -17,5 m até à cota -19,5 m		
Caudal (m ³ /s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$2,26 \times 10^{-4}$	$8,47 \times 10^{-5}$	0,839
Abertura simulada da cota -40 m até à cota -44 m		
Caudal (m ³ /s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$6,44 \times 10^{-6}$	$9,13 \times 10^{-7}$	0,908

➤ Cenário 6

No que se refere às linhas equipotenciais, este cenário 6, que resulta da conjugação dos cenários 2 e 3, apresenta resultados similares ao cenário 5 anteriormente analisado, uma vez que são muito semelhantes, sendo que a única diferença reside no facto da primeira janela se localizar entre as cotas -29 m e -31 m. A Fig. 5.12 representa, para além das equipotenciais, algumas das linhas de corrente.

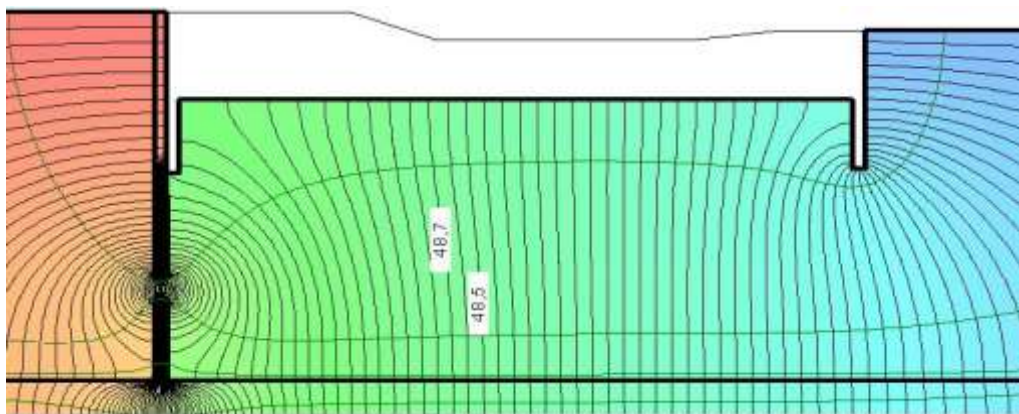


Fig. 5.12 – Plano vertical. Rede de fluxo do cenário 6.

À semelhança do que se constatou atrás, e tendo por base a informação retida no Quadro 5.9, o caudal percolado através do maciço rochoso alterado é praticamente insignificante. No que diz respeito à magnitude de velocidade e ao gradiente hidráulico, em concordância com o que se tem vindo a verificar, estes são inferiores para as aberturas em que o caudal percolado é menor. Contudo, um aspeto curioso de ser referido é o facto dos gradientes hidráulicos, neste caso, se verificarem semelhantes. Ora, como se constatou nos cenários 3 e 5, relativamente à abertura simulada entre as cotas -40 m e -44 m, o gradiente hidráulico é maior nesta zona (pelas razões já mencionadas), o que não se verifica neste cenário, apesar de serem valores próximos. Tal deve-se ao facto das duas aberturas simuladas se encontrarem a uma menor distância entre si.

O caudal percolado no total é de $2,27 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$. Este pode ser comparado com o cenário 2, uma vez que o caudal que se movimenta pela camada de rocha alterada é, como já foi referido, quase insignificante, e como tal, constata-se praticamente a igualdade entre os caudais que são percolados nos dois cenários distintos. Pode, ainda, ser comparado ao cenário 5 na qual se verifica que o caudal total é idêntico, no entanto o referente ao cenário 6 é ligeiramente inferior.

Quadro 5.9 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 6 (plano vertical)

Abertura simulada da cota -29 m até à cota -31 m		
Caudal (m^3/s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$2,22 \times 10^{-4}$	$7,76 \times 10^{-5}$	0,764
Abertura simulada da cota -40 m até à cota -44 m		
Caudal (m^3/s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$4,63 \times 10^{-6}$	$6,67 \times 10^{-7}$	0,663

➤ Cenário 7

No que diz respeito ao cenário 7, este relaciona-se com o pior dos casos considerados, em que são simuladas três aberturas e resulta da conjugação dos cenários 1, 2 e 3 anteriormente estudados. Analisando as linhas equipotenciais retratadas na Fig. 5.13, pode-se observar, mais uma vez, que estas concentram-se em torno das aberturas consideradas.

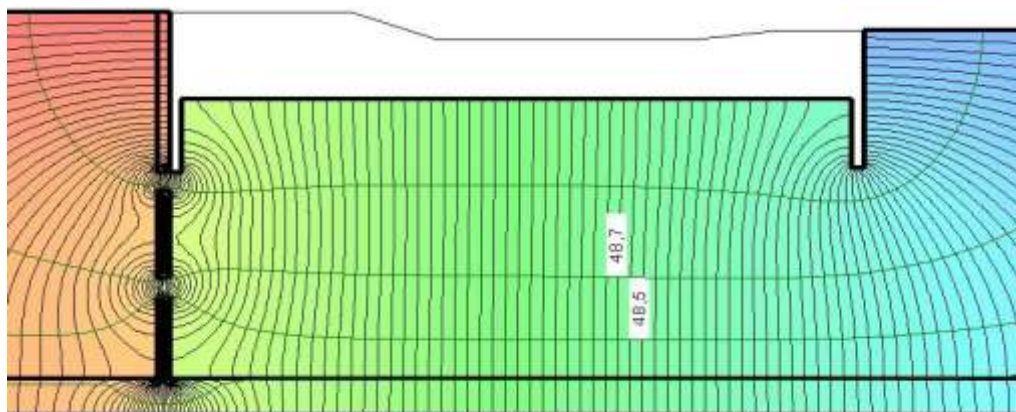


Fig. 5.13 – Plano vertical. Rede de fluxo do cenário 7.

Após a análise dos dados obtidos, é possível constatar que os valores do caudal percolado nas duas primeiras janelas são bastante próximos entre si, no entanto, o caudal referente à abertura disposta imediatamente abaixo da parede moldada de cortina corta-águas é ligeiramente superior. No que se refere à água que se movimenta de montante para jusante através do maciço rochoso alterado, o respetivo caudal é muito diminuto.

É de notar que quanto maior for o número de aberturas na cortina de estacas secante, o caudal percolado, naturalmente, dispersa-se mais pelas diferentes aberturas e por isso o caudal que atravessa cada uma das janelas é menor. Contudo, é importante frisar a questão de que o caudal total percolado é, como facilmente se compreende, superior comparativamente aos cenários em que se considera a formação de menos janelas.

Repare-se que o caudal percolado no total, e que não é mais do que a soma dos caudais calculados no *software SEEP/w*, é de $2,94 \times 10^{-4} m^3/s$. Note-se que este caudal percolado é praticamente igual ao total caudal percolado no cenário 4, pois o que difere estes dois cenários é somente a existência da abertura correspondente à camada de rocha alterada, na qual o caudal aí movimentado é desprezável.

Verifica-se, ainda, que quanto maior for o caudal que atravessa as eventuais janelas, maior é a magnitude da velocidade registada, assim como o gradiente hidráulico.

Relativamente ao que se sucede com o gradiente hidráulico, na abertura simulada entre as cotas -40 m e -44 m, é curioso observar a sua “evolução” no decorrer dos diversos cenários estudados. Começando pelo cenário 3, é nele que se verifica o maior gradiente hidráulico ($i = 1,85$). À medida que vão sendo simuladas mais aberturas na cortina de estacas, o respetivo gradiente hidráulico vai decrescendo, sendo o menor obtido no cenário 7 ($i = 0,470$).

Quadro 5.10 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 7 (plano vertical)

Abertura simulada da cota -17,5 m até à cota -19,5 m		
Caudal (m ³ /s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$1,49 \times 10^{-4}$	$5,64 \times 10^{-5}$	0,559
Abertura simulada da cota -29 m até à cota -31 m		
Caudal (m ³ /s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$1,41 \times 10^{-4}$	$4,98 \times 10^{-5}$	0,490
Abertura simulada da cota -40 m até à cota -44 m		
Caudal (m ³ /s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$3,27 \times 10^{-6}$	$4,72 \times 10^{-7}$	0,470

5.2.2.5. Pressões neutras

A medição dos valores das pressões neutras é feita com recurso às técnicas de monitorização, como é o exemplo dos piezómetros, e tem por objetivo averiguar a existência, ou não, de janelas. Perante a existência destas, é importante perceber qual o seu grau de influência na cortina de estanqueidade e verificar se são cumpridas as condições necessárias de bom funcionamento.

Neste ponto é efetuada uma análise dos diagramas de pressões neutras para cada caso em estudo. Para uma melhor análise dos referidos diagramas, é estabelecida uma comparação entre as pressões neutras registadas de cada situação em causa e a “situação de referência”. Esta análise consiste na avaliação e apreciação das máximas diferenças de pressões neutras registadas entre as duas situações (a qual designar-se-á por $\Delta_{máx}$), a que cota relativa se verifica essa máxima diferença e, ainda, averiguar qual o intervalo onde é verificada uma variação de pressões neutras superior a 10 kPa (valor tomado como referência). Deste modo, é possível constatar a discrepância ao nível das pressões neutras consoante as transformações que possam surgir na cortina de estacas secantes.

O diagrama de pressões neutras é traçado ao longo de toda a face da cortina de estacas secantes. O diagrama assume normalmente uma evolução crescente em profundidade e traduz as pressões da água atuantes na face da cortina de estacas.

▪ Situação base de projeto

Neste âmbito, e no que se refere à “situação base de projeto”, verifica-se um ligeiro desvio da linearidade da evolução em profundidade das pressões neutras registadas. Enquanto para a situação tomada como referência, o diagrama de pressões neutras obtido apresenta-se linear devido à homogeneidade e integridade da cortina de estacas secantes, cuja configuração não considera aberturas e é implantada até ao maciço rochoso considerado como fronteira impermeável.

É possível constatar, através da observação do gráfico e da análise dos resultados obtidos, que a máxima diferença de pressões neutras, entre estas duas situações consideradas, é de aproximadamente 32,5 kPa à cota relativa de -40 m. Verifica-se que a partir da cota -10 m, a variação das pressões neutras é superior a 10 kPa.

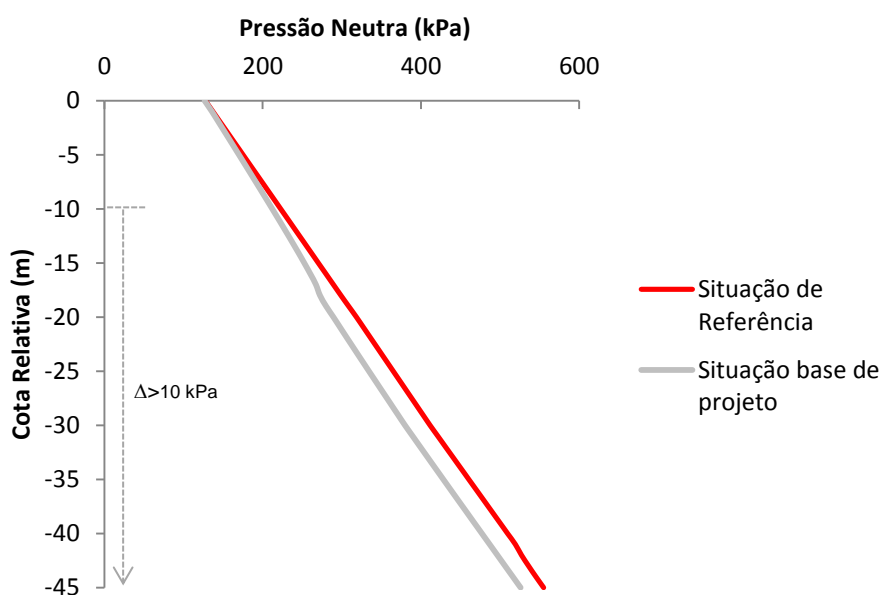


Fig. 5.14 – Plano vertical. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras para a “situação de referência” e “situação base de projeto”.

▪ Cenários com simulação de deficiências na cortina

Com a ocorrência de discontinuidades na cortina de estacas secantes que possibilitam a passagem da água, o diagrama de pressões neutras é distinto do anteriormente apresentado. Tal facto confirmar-se-á em todos os cenários considerados nas quais são simuladas deficiências na cortina de estanqueidade e que se clarificam seguidamente.

➤ Cenário 1

Visto que neste primeiro cenário a cortina de estacas depara-se com uma abertura localizada abaixo da cortina corta-águas, à cota -17,5 m, verifica-se, aí, uma oscilação no diagrama de pressões neutras, deixando este de ser perfeitamente linear, como é patente na Fig. 5.15.

A maior diferença de pressões neutras ($\Delta_{m\acute{a}x}$) foi de 32,9 kPa, registada à cota relativa de -19 m, o que coincide, como não podia deixar de ser, com a abertura simulada, onde ocorre um alívio da pressão. Para além disso, constata-se que entre as cotas relativas -11 m e -42 m, a diferença de pressões neutras obtida é superior a 10 kPa, o que traduz a extensão onde é verificada a influência da janela na restante cortina de estanqueidade.

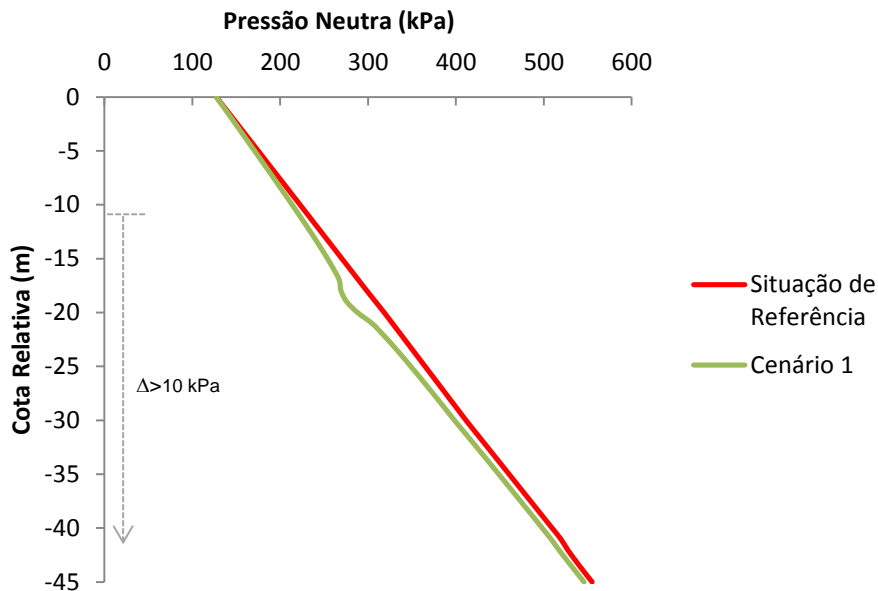


Fig. 5.15 – Plano vertical. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras para o cenário 1.

➤ Cenário 2

Como seria de esperar, o diagrama referente ao cenário 2 apresenta uma variação mais acentuada de pressões neutras no local onde é simulada uma eventual abertura na cortina de estacas secantes.

Neste caso, a máxima diferença de pressões estabelecida é de cerca de 39, 2 kPa e verifica-se ao nível da janela fictícia, à cota -31 m. Analisando as diferenças de pressões obtidas ao longo da face da cortina de estanqueidade, entre o cenário 2 e a “situação de referência”, constata-se que a influência desta abertura verifica-se a partir da cota relativa de -16 m, onde a diferença de pressões neutras é superior ao valor de 10 kPa, tido como referência.

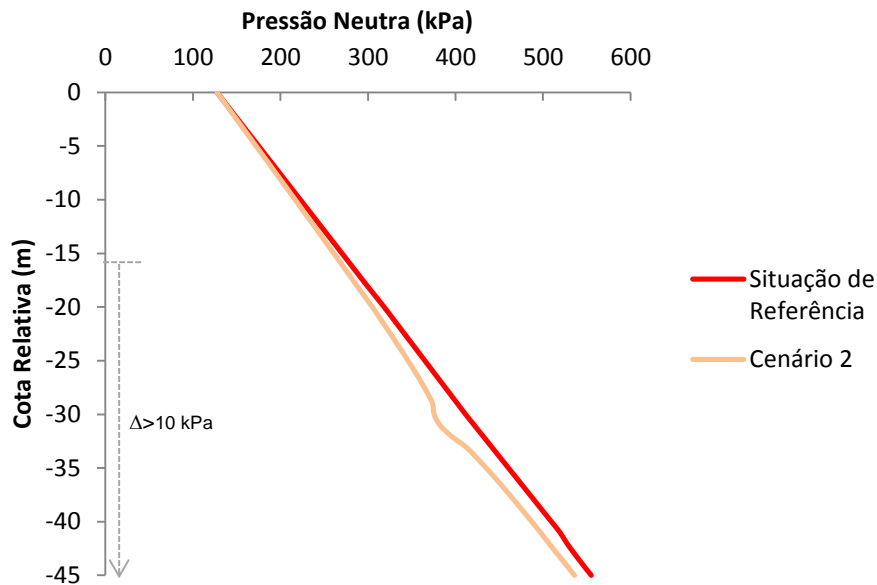


Fig. 5.16 – Plano vertical. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras para o cenário 2.

➤ Cenário 3

Mais uma vez, e de acordo com o esperado, a descontinuidade da linha, que define o diagrama de pressões neutras, é mais acentuada na zona onde subsiste a abertura que possibilita a passagem da água. Note-se que, neste caso, surge uma sobreposição praticamente ao longo do trecho íntegro da estaca, pois esta é totalmente homogênea e semelhante à “situação de referência”, com a única diferença no encastramento, em que o pé da cortina de estacas é assente na camada de rocha alterada, e não se prolonga até ao maciço rochoso.

Através da análise da diferença de pressões é possível observar valores da pressão bastante superiores a 10 kPa a partir da cota -42 metros, que corresponde, precisamente, à camada de maciço rochoso alterado, onde não há cortina de estacas secantes implantada. O máximo valor da diferença de pressões neutras corresponde a aproximadamente 51,2 kPa, à cota de -45 m.

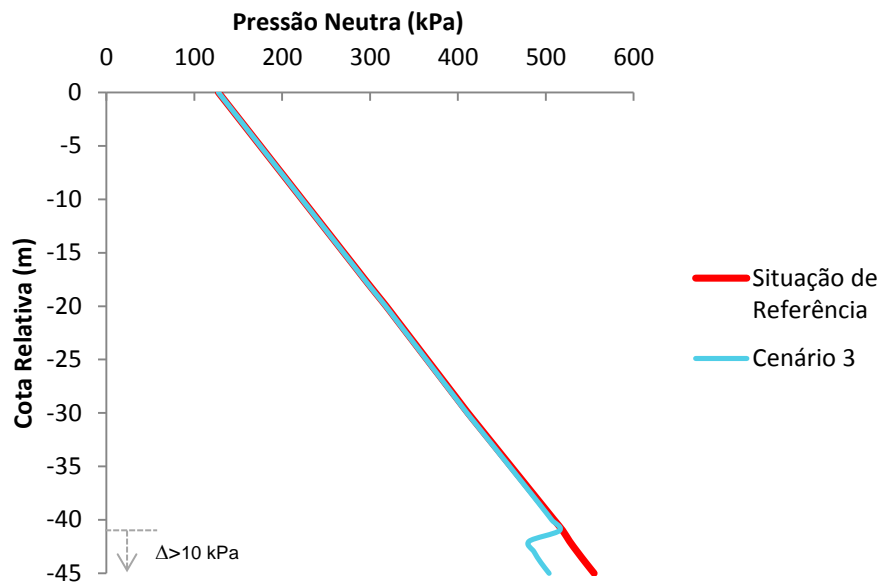


Fig. 5.17 – Plano vertical. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras para o cenário 3.

➤ Cenário 4

Neste caso em questão verifica-se a existência de duas depressões, que traduzem um alívio da pressão, ao nível das duas janelas simuladas no cenário 4, tal como se pode observar na Fig. 5.18.

Havendo duas aberturas, constata-se, portanto, dois valores que correspondem às maiores diferenças relativas de pressões neutras registadas, sendo que estas ocorrem aproximadamente às cotas -19 m e -31m. Os respetivos valores correspondem, respetivamente, a $\Delta_{m\acute{a}x,1} = 29,5 \text{ kPa}$ e $\Delta_{m\acute{a}x,2} = 33,3 \text{ kPa}$.

Repare-se no facto de que a maior diferença de pressões neutras é registada à maior profundidade (-31 m).

É de acrescentar que a diferença das pressões neutras, entre este cenário e a “situação de referência”, verifica-se ser superior a 10 kPa a partir da cota -11 m, sendo, portanto, a cortina de estanqueidade influenciada pelas janelas em praticamente toda a sua extensão.

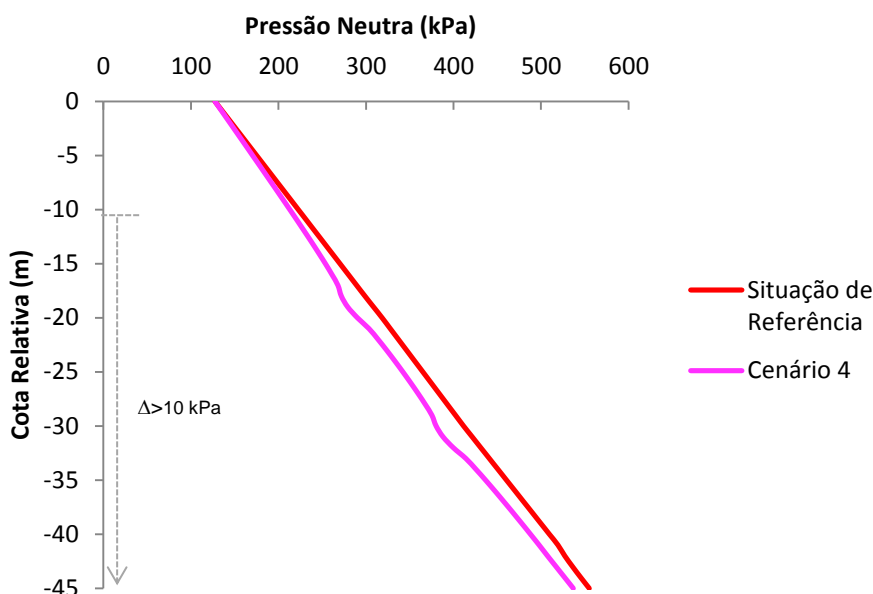


Fig. 5.18 – Plano vertical. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras para o cenário 4

➤ Cenário 5

De igual forma, são visíveis duas depressões mais acentuadas no diagrama de pressões neutras patente na Fig. 5.19. Estas irregularidades são o reflexo do alívio da pressão neutra que se verifica devido à existência das janelas simuladas. Através da análise dos dados recolhidos, constata-se dois valores associados às máximas diferenças de pressões neutras registadas que correspondem a $\Delta_{máx,1} = 32,7$ kPa e $\Delta_{máx,2} = 34,2$ kPa, às cotas relativas de -19 m e -45 m, respetivamente.

Neste caso, verifica-se que a maior variação de pressões neutras entre o cenário 5 e a “situação de referência” é ao nível da abertura existente na camada de rocha alterada (à cota -45 m).

De referir, ainda, que à semelhança do cenário anterior, a diferença de pressões neutras superiores a 10 kPa verifica-se em toda a extensão da cortina situada abaixo da cota -11 m.

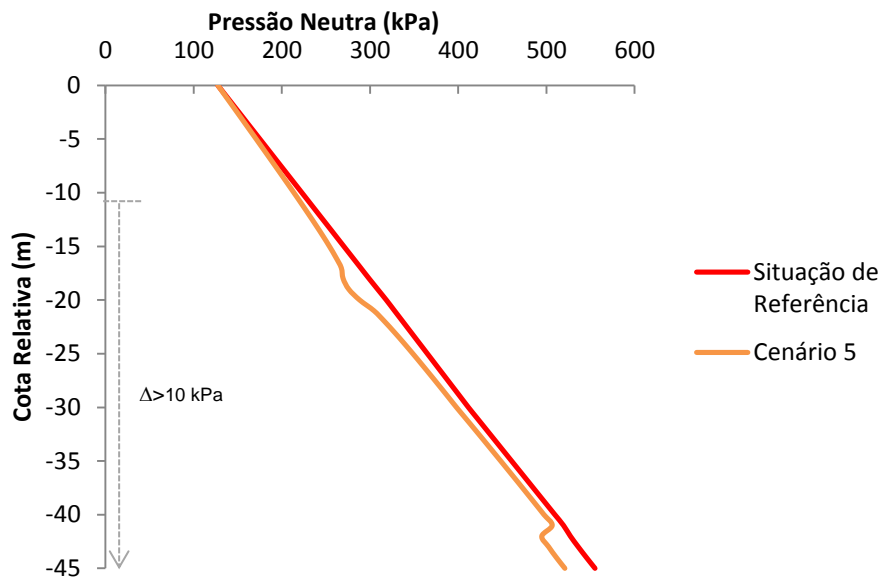


Fig. 5.19 – Plano vertical. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras para o cenário 5.

➤ Cenário 6

Este é um caso semelhante ao anterior, contudo uma das aberturas ocorre a uma maior profundidade, mantendo-se o facto de o encastramento não penetrar a camada de maciço rochoso alterado.

A diferença de pressões neutras começa a ser superior a 10 kPa apenas a partir da cota -16 m, dado que a primeira janela simulada surge a uma maior profundidade, em relação ao cenário 5.

De forma semelhante ao caso anterior, verifica-se no cenário 6, que as maiores diferenças de pressões neutras ocorrem nas zonas onde são simuladas as aberturas.

À cota -31 m onde foi simulada uma das aberturas, é registada a máxima diferença de pressões neutras, $\Delta_{m\acute{a}x,1} = 39,1$ kPa. Sucede-se depois um aumento da pressão até à cota -42 m, onde a partir daí surge mais uma vez um aumento da diferença de pressão, registando-se um valor de $\Delta_{m\acute{a}x,2} = 37,3$ kPa como a segunda maior diferença de pressões neutras.

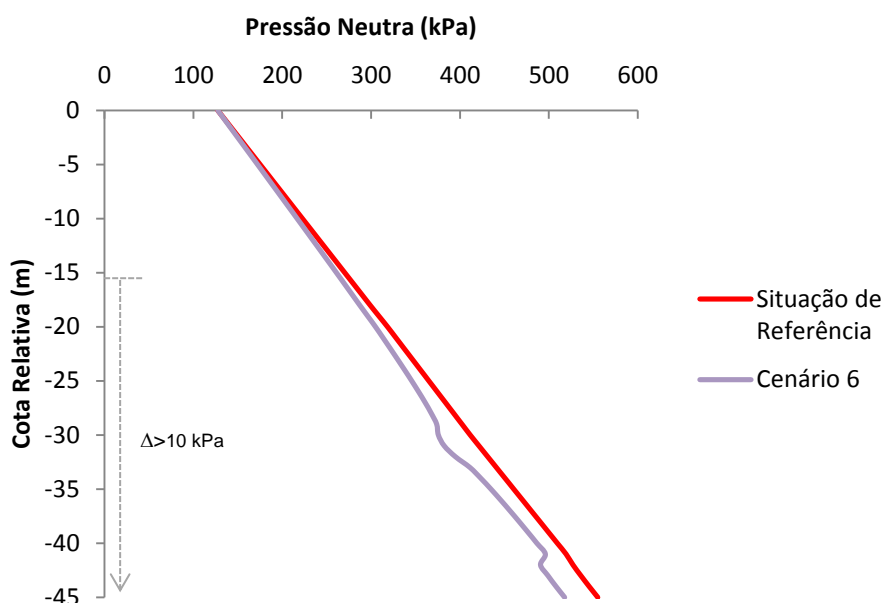


Fig. 5.20 – Plano vertical. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras para o cenário 6.

➤ Cenário 7

Por fim, e no que diz respeito ao cenário 7, as conclusões a reter são semelhantes aos cenários anteriores, ou seja, visto que são simuladas três aberturas que permitem o movimento da água, observa-se no gráfico da Fig. 5.21 as respetivas variações de pressões neutras, que correspondem, por sua vez, às máximas diferenças cujos valores são $\Delta_{máx,1} = 29,5$ kPa, $\Delta_{máx,2} = 33,2$ kPa e $\Delta_{máx,3} = 31,1$ kPa, às cotas -19 m, -31 m e -44 m, respetivamente.

Repare-se no facto de que, os três máximos valores de Δ mencionados acima, assumem valores muito próximos uns dos outros. A máxima diferença de pressões neutras é registada na janela intermédia.

A diferença de pressões neutras, entre o cenário 7 e a “situação de referência”, verifica-se superior a 10 kPa em quase toda a sua extensão, mais concretamente a partir da cota relativa -11 m.

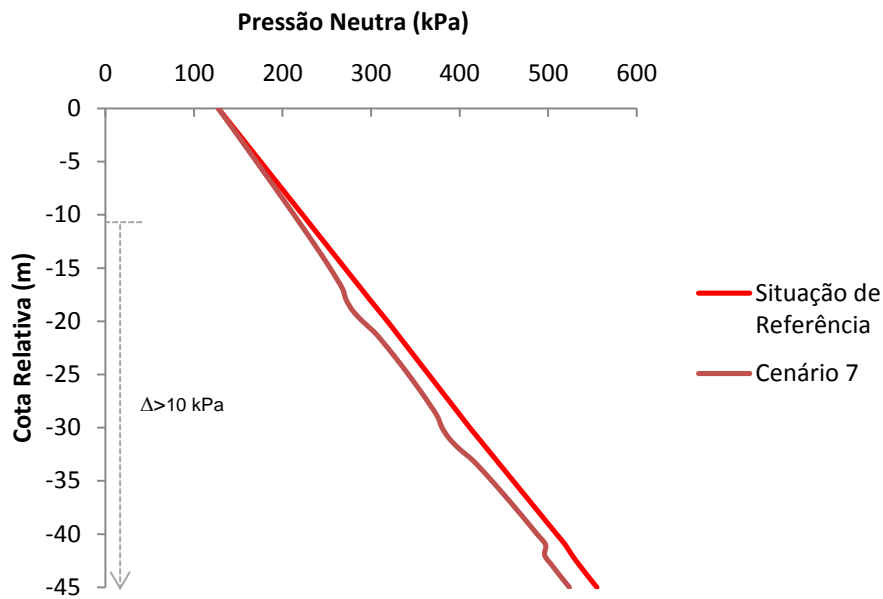


Fig. 5.21 – Plano vertical. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras para o cenário 7.

5.2.2.6. Comentários

Em síntese e relativamente aos resultados obtidos, é de extrema importância tecer alguns comentários. Assim, tendo por base cada caso, poder-se-á afirmar que a maior magnitude da velocidade obtida, está em correspondência com os casos em que é registado, também, o maior caudal. Para além disso, é possível denotar que o maior caudal total percolado verifica-se perante a existência de um maior número de aberturas. Por conseguinte, quanto mais aberturas se formarem, naturalmente o caudal dispersa-se pelas diferentes aberturas existentes, e deste modo o caudal percolado em cada uma das aberturas é menor, no entanto relativamente ao caudal percolado no total, este é logicamente maior.

É possível observar, ainda, que o caudal percolado é cada vez menor quanto maior for a profundidade à qual se localiza a abertura.

A questão do contraste de permeabilidades entre diferentes camadas é bastante importante, uma vez que se verificam perdas de carga concentradas e gradientes hidráulicos mais elevados nessas zonas, o que pode acarretar naturalmente alguns problemas, entre os quais a erosão.

O Quadro 5.11 sintetiza a informação recolhida para todas as situações e cenários considerados na análise do escoamento bidimensional no plano vertical.

Quadro 5.11 – Plano vertical. Síntese da informação obtida

	Caudal percolado de Montante para Jusante	Dados relativos às janelas simuladas			
	Q_{Total} [m ³ /s]	$Q^{(*)}$ [m ³ /s]	$v_{máx}^{(*)}$ [m/s]	$i_{máx}^{(*)}$	
Situação base de projeto	$3,41 \times 10^{-3}$	-	-	-	
Situação de referência (cortina integral)	$3,47 \times 10^{-6}$	-	-	-	
Cenários com simulação de deficiências na cortina					
Cenário 1	$2,31 \times 10^{-4}$	J_1	$2,29 \times 10^{-4}$	$8,58 \times 10^{-5}$	0,850
Cenário 2	$2,26 \times 10^{-4}$	J_2	$2,25 \times 10^{-4}$	$7,86 \times 10^{-5}$	0,774
Cenário 3	$1,59 \times 10^{-5}$	J_3	$1,32 \times 10^{-5}$	$1,86 \times 10^{-6}$	1,85
Cenário 4	$2,94 \times 10^{-4}$	J_1	$1,50 \times 10^{-4}$	$5,66 \times 10^{-5}$	0,561
		J_2	$1,43 \times 10^{-4}$	$5,04 \times 10^{-5}$	0,496
		Σ	$2,93 \times 10^{-4}$		
Cenário 5	$2,34 \times 10^{-4}$	J_1	$2,26 \times 10^{-4}$	$8,47 \times 10^{-5}$	0,839
		J_3	$6,44 \times 10^{-6}$	$9,13 \times 10^{-7}$	0,908
		Σ	$2,32 \times 10^{-4}$		
Cenário 6	$2,27 \times 10^{-4}$	J_2	$2,22 \times 10^{-4}$	$7,76 \times 10^{-5}$	0,764
		J_3	$4,63 \times 10^{-6}$	$6,67 \times 10^{-7}$	0,663
		Σ	$2,26 \times 10^{-4}$		
Cenário 7	$2,94 \times 10^{-4}$	J_1	$1,49 \times 10^{-4}$	$5,64 \times 10^{-5}$	0,559
		J_2	$1,41 \times 10^{-4}$	$4,98 \times 10^{-5}$	0,490
		J_3	$3,27 \times 10^{-6}$	$4,72 \times 10^{-7}$	0,470
		Σ	$2,93 \times 10^{-4}$		

(*) São apresentados os valores individuais correspondentes às janelas pela ordem crescente da profundidade.

Relativamente ao traçado dos diagramas de pressões neutras, o que se pode concluir, é o facto de que há uma forte variação das pressões neutras quando surgem muitas aberturas. No geral, as pressões começam por diminuir, atingindo a maior quebra de pressão na cota onde se situam as aberturas, que por sua vez, corresponde à máxima diferença de pressões neutras registadas ($\Delta_{máx}$), relativamente à situação tida como referência.

É possível afirmar, também, que os efeitos das aberturas se repercutem, nestas análises, numa grande extensão da cortina de estanqueidade.

Seguidamente, representa-se um quadro síntese com os valores obtidos de forma a possibilitar a análise e reter as conclusões necessárias e relevantes para o estudo em causa.

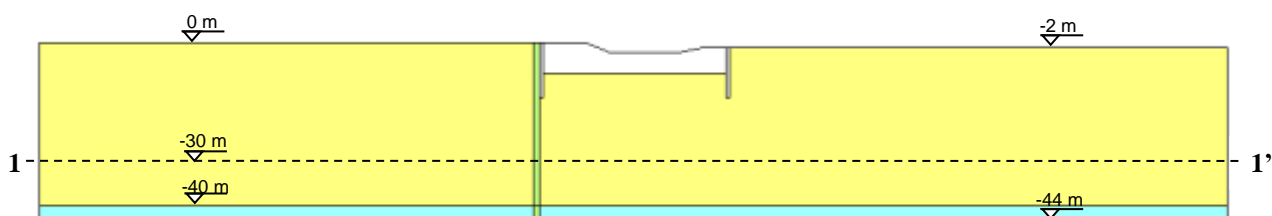
Quadro 5.12 – Plano vertical. Síntese dos resultados obtidos relativos às pressões neutras

Cenário	$\Delta_{m\acute{a}x}$ [kPa]	Cota Relativa [m]	Intervalo onde $\Delta > 10kPa$ [m]
Situação base de projeto	32,5	-40	[-10;-45]
1	32,9	-19	[-11;-42]
2	39,2	-31	[-16;-45]
3	51,2	-45	[-42; -45]
4	29,5	-19	[-11;-45]
	33,3	-32	
5	32,7	-19	[-11;-45]
	34,2	-45	
6	39,1	-31	[-16;-45]
	37,3	-45	
7	29,5	-19	[-11;-45]
	33,2	-31	
	31,1	-44	

5.3. ANÁLISE DO PLANO HORIZONTAL

5.3.1. DESCRIÇÃO DO MODELO

Para efeito da análise do corte horizontal considerou-se como representativo o corte 1-1', entre o maciço rochoso e o limite inferior das paredes moldadas da cortina corta-águas, tal como mostra a Fig. 5.22. Considerou-se este corte situado à cota -30 m.



Em relação ao corte foi assumida uma geometria simplificada que engloba os pilares e a cortina de estacas secantes, sendo o meio envolvente composto por aluvião e cujo coeficiente de permeabilidade se considerou, tal como mencionado anteriormente, com o valor de $k = 10^{-4} \text{ m/s}$.

No modelo são representados os pilares com 50 m de comprimento e 6 m de largura. Para além destes, foram também representadas as cortinas de estanqueidade com 1 m de espessura e com desenvolvimento de cerca de 28 m que corresponde à distância entre pilares. O material que constitui os pilares é betão e como tal estes são admitidos como sendo impermeáveis; no que se refere às estacas secantes admitiu-se que o material constituinte apresenta uma permeabilidade de $k = 10^{-8} \text{ m/s}$.

É de notar que na modelação efetuada foram simplificadamente tidos em conta apenas quatro vãos, sendo que os dois centrais correspondem aos vãos 1E e 3E. Tendo em vista o tipo de análise pretendida, não havia necessidade de representar todos os pilares. De acrescentar que os dois vãos centrais, anteriormente mencionados, são de especial importância, uma vez que são o foco de análise da grande parte dos casos estudados, como se compreenderá mais adiante.

No que se refere às condições de fonteira deste modelo foram assumidas, para as respetivas cargas hidráulicas a montante e a jusante, os valores de: $H_{\text{Montante}} = 13 + 44 = 57 \text{ m}$ e $H_{\text{Jusante}} = 2 + 42 = 44 \text{ m}$, que correspondem à soma entre o nível de água considerado e a espessura total das camadas admitidas. Os contornos do modelo paralelos ao escoamento da água foram admitidos como fronteiras impermeáveis.

Na Fig. 5.23, é possível observar o modelo idealizado para a modelação a desenvolver no *software SEEP/w*.

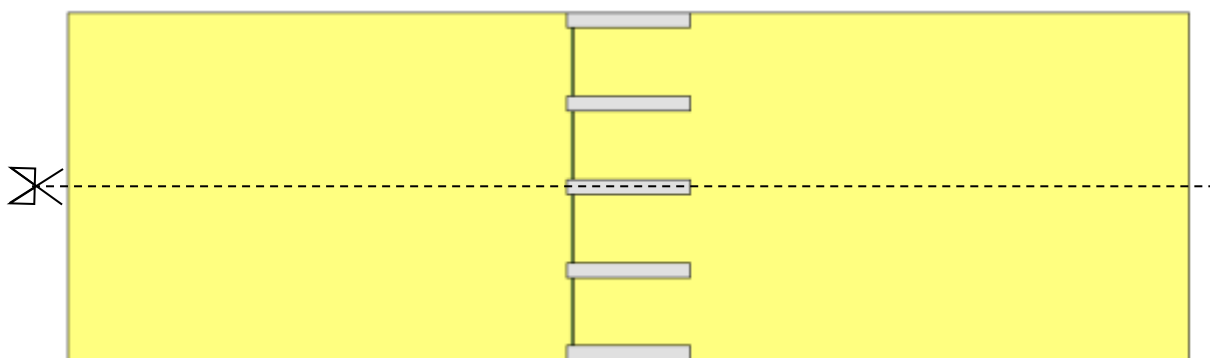


Fig. 5.23 – Modelo base da modelação desenvolvida no SEEP/w (2D) – Plano horizontal.

5.3.2. PERMEABILIDADE A CONSIDERAR PARA OS PILARES

No que diz respeito à análise deste plano horizontal surgiu uma questão pertinente a solucionar relativamente ao material a simular para os pilares, sabendo que estes são constituídos por betão. Qualquer material, e não sendo o betão uma exceção, apresentam uma certa permeabilidade, por mais reduzida que seja.

Neste âmbito, foi efetuado um teste, usando uma das situações em estudo, de modo a perceber o comportamento da estrutura e adotar um caminho a seguir. Este teste baseou-se na análise da estrutura considerando, por um lado o material dos pilares com um reduzido coeficiente de permeabilidade, $k = 10^{-10} \text{ m/s}$, e por outro lado, o perímetro dos pilares foi considerado como fronteira impermeável.

Na Fig. 5.24 apresentam-se os resultados obtidos, sendo que o intervalo considerado entre linhas de igual equipotencial é de 0,05 m. É, ainda, importante referir que a diferença de carga hidráulica estabelecida é igual em cada um dos casos ($\Delta H = H_{Montante} - H_{Jusante} = 13 \text{ m}$).

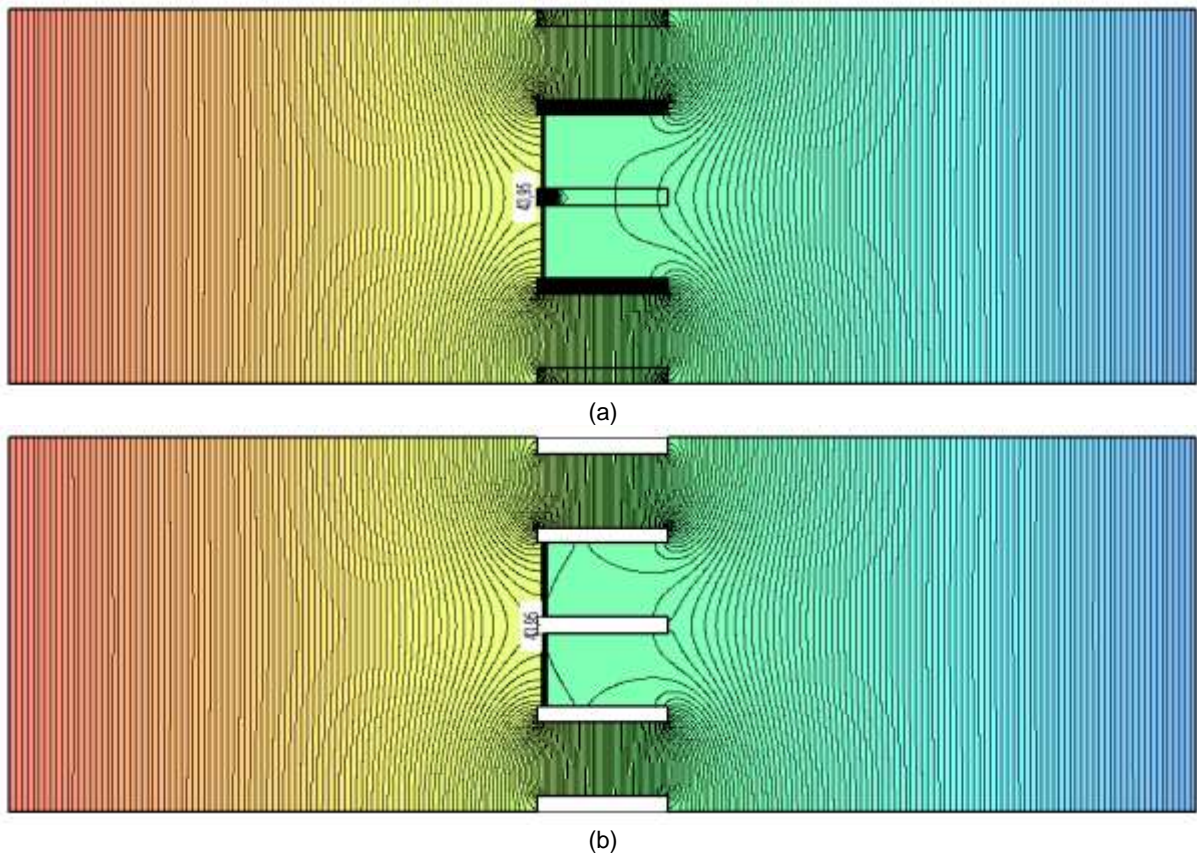


Fig. 5.24 – Escoamento no plano horizontal: a) com pilares permeáveis; b) com pilares estanques.

Ora, estabelecendo uma comparação entre as partes (a) e (b) da Fig. 5.24, conclui-se que os resultados obtidos são em tudo semelhantes, no que se refere ao fluxo através do terreno de fundação. Repare-se, inclusive, na linha que representa o valor do potencial, na qual se verifica ser o mesmo para as duas alíneas. Tendo por base estes resultados, daqui em diante, para o estudo dos casos relativos ao plano horizontal, e tal como já referido atrás no que toca à descrição do modelo, procedeu-se de forma que os pilares foram considerados completamente estanques.

5.3.3. CASOS EM ESTUDO

Os estudos efetuados ao nível do plano horizontal têm em vista compreender o comportamento da fundação perante diferentes situações em que são simulados defeitos na materialização da cortina de estacas.

À semelhança do que foi apresentado para o plano vertical, também os estudos que são efetuados para o plano horizontal seguem idêntica lógica, ou seja, são simulados dois modelos distintos. O primeiro inclui apenas a “situação base de projeto”, à qual não está associada a simulação de qualquer cortina de estacas secantes, e o outro modelo é referente a situações em que são tidas em consideração as intervenções das cortinas, englobando a “situação com intervenção total” e a “situação com intervenção parcial”.

A “situação com intervenção total” tem em consideração a implantação de cortinas de estanqueidade em todos os vãos existentes, considerando-se estas em plenas condições de funcionamento, uma vez que não são simuladas deficiências.

No que se refere à “situação com intervenção parcial”, esta tem em consideração a implantação da cortina de estacas secantes nos dois vãos centrais (equivalentes aos vãos 1E e 3E). Nesta está implícita não só a “situação de referência”, na qual as duas cortinas de estacas secantes existentes não apresentam deficiências, mas também, são idealizados os vários cenários distintos, que são descritos no Quadro 5.12, e nos quais se têm em consideração a presença de deficiências em diferentes zonas da cortina de estacas secantes.

Na Fig. 5.25, apresenta-se, em síntese, um esquema elucidativo das situações consideradas no estudo.

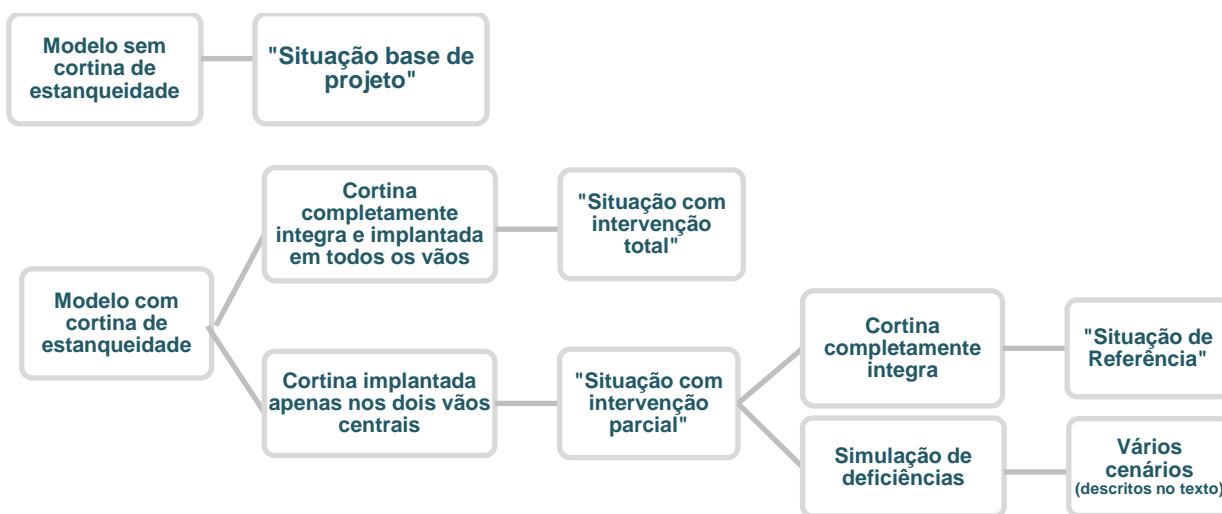


Fig. 5.25 – Esquema elucidativo das situações em estudo – Plano horizontal.

Alusivo aos cenários em questão, é de mencionar que é feita uma análise focada na rede de percolação, na qual está associada uma apreciação aos comportamentos das linhas equipotenciais e das linhas de corrente. São apresentados, ainda, os quadros com os respectivos valores dos gradientes hidráulicos, velocidades e caudais percolados nas respectivas aberturas admitidas em cada caso. Por fim, são apresentados os diagramas de pressões na face das estacas implantadas.

Seguidamente são apresentadas, de forma sucinta, as situações consideradas e que já foram previamente mencionadas.

5.3.3.1. Situação base de projeto

Este caso denominado como sendo a “situação base do projeto” corresponde, simplesmente ao que se encontra ilustrado na Fig. 5.26 e corresponde à situação natural em que não existe a cortina de estanqueidade.

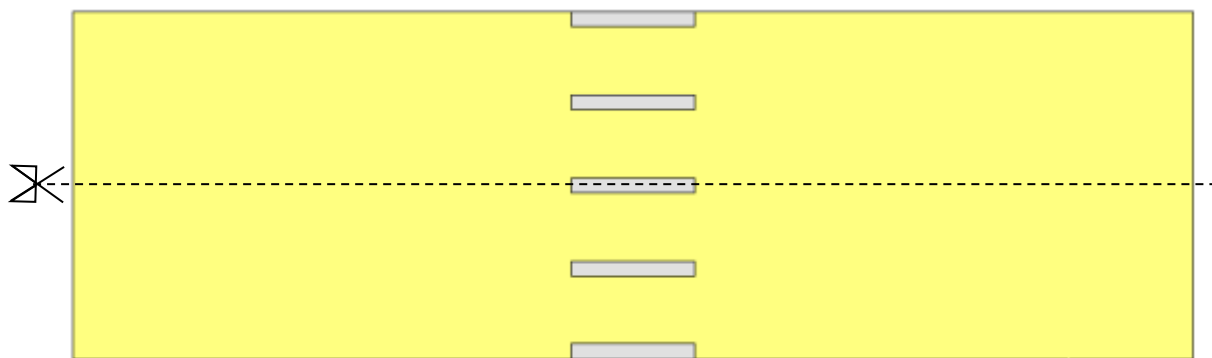


Fig. 5.26 – Plano horizontal. Situação base de projeto.

5.3.3.2. Situação com intervenção total

Em relação à “situação com intervenção total”, esta tem em conta a implantação da cortina de estacas secantes a montante, sem deficiências e com boa execução, cumprindo, assim, com as prescrições de integridade. O esquema de modelação encontra-se ilustrado na anterior Fig. 5.23.

5.3.3.3. Situação com intervenção parcial

Quanto à “situação com intervenção parcial”, esta admite a execução da cortina de estacas secantes a montante e somente construída nos dois vãos centrais. Como já referido anteriormente, esta trata-se da situação tida como referência, mediante as perfeitas condições de integridade da cortina de estacas secantes. A “situação de referência” assume um papel importante, na medida em que serve de base para comparações apresentadas mais à frente.

É também com base na “situação com intervenção parcial” que são simuladas as eventuais deficiências que podem surgir durante o tempo de vida da cortina de estacas secantes. Os cenários considerados apresentam-se no Quadro 5.13.

Note-se, ainda, na importante simetria considerada. De acordo com o esquema de modelação, foram simuladas as duas cortinas de estacas secantes nos dois vãos centrais, assim como, nos vários cenários considerados, foram simuladas as janelas de modo a serem mantidas as condições de simetria.

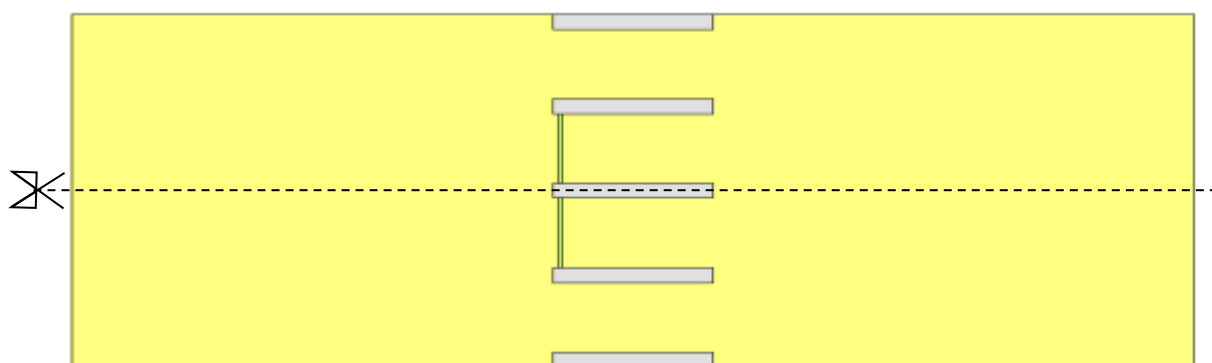


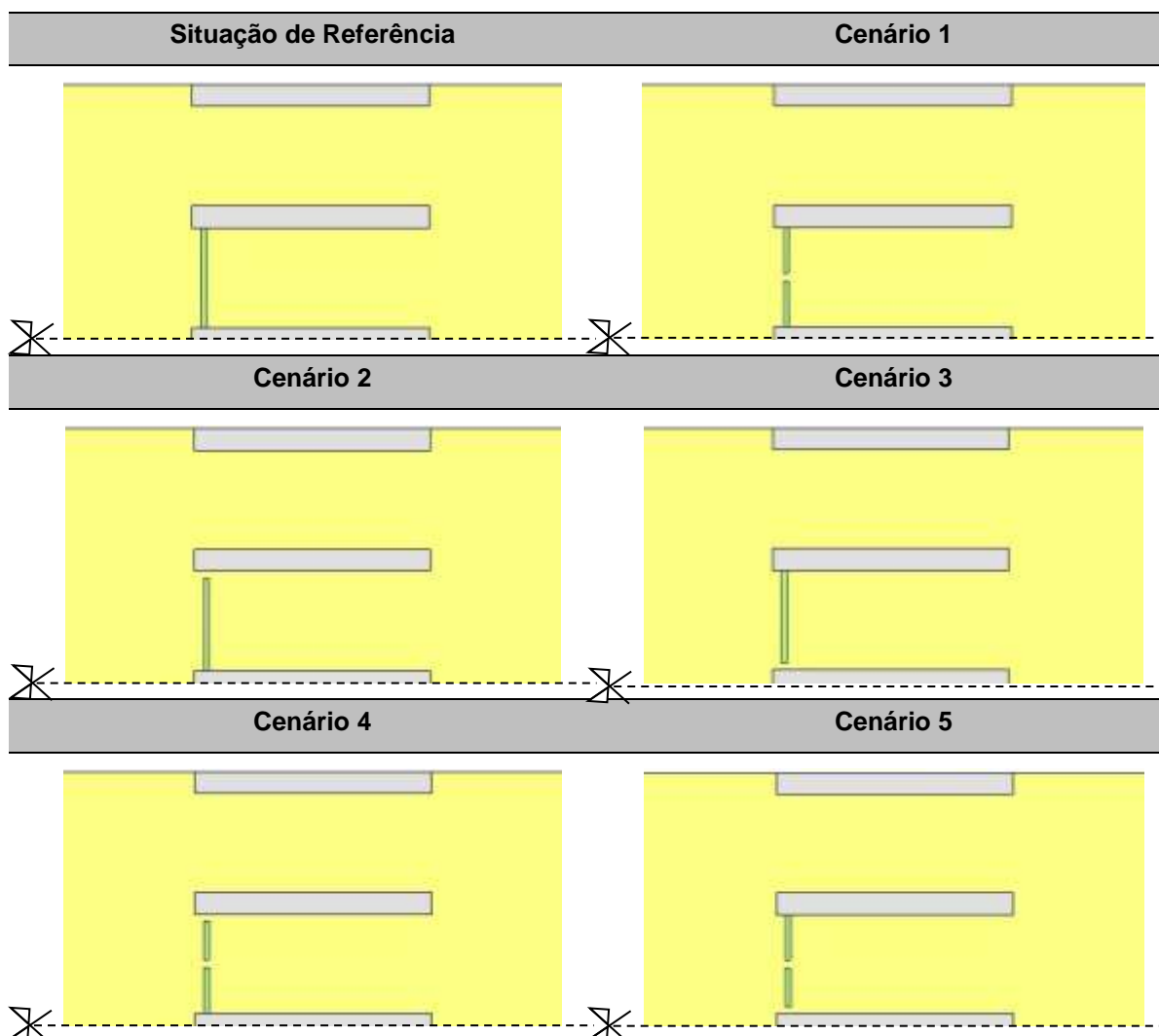
Fig. 5.27 – Plano horizontal. Situação de referência (intervenção parcial).

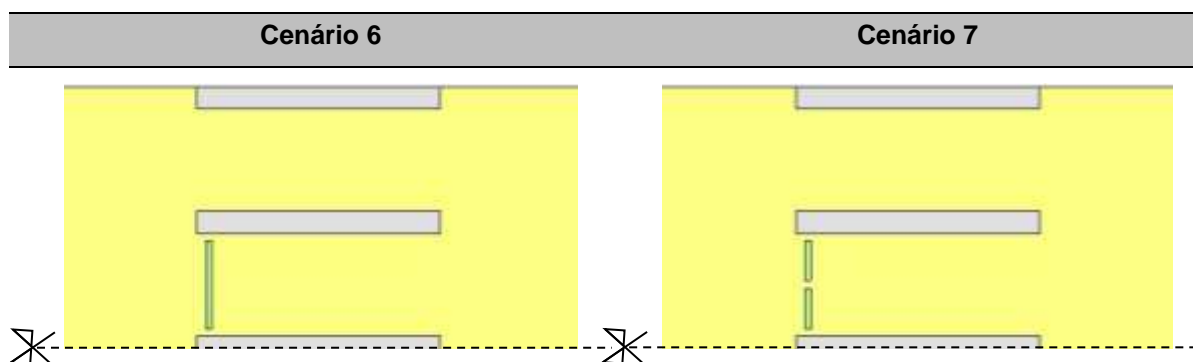
Quadro 5.13 – Plano horizontal. Descrição dos cenários em estudo

Cenário	Descrição
1	Abertura simulada no eixo central da cortina de estanqueidade
2	Abertura simulada numa das extremidades da cortina de estanqueidade (esquerda)
3	Abertura simulada na extremidade oposta da cortina de estanqueidade (direita)
4	Resulta de uma conjugação dos cenários 1 e 2
5	Resulta de uma conjugação dos cenários 1 e 3
6	Resulta de uma conjugação dos cenários 2 e 3
7	Resulta de uma conjugação dos cenários 1, 2 e 3

Apresentam-se de seguida, no Quadro 5.14, os esquemas considerados na modelação referentes aos casos anteriormente mencionados.

Quadro 5.14 – Plano horizontal. Representação dos esquemas de modelação em estudo





5.3.3.4. Rede de fluxo

A rede de fluxo ou rede de escoamento, como já foi explicado no anterior ponto 5.2.2.4., é composta pelas linhas equipotenciais, bem como pelas linhas de corrente que refletem a trajetória da água.

Um pormenor importante de ser salientado é a equidistância admitida entre cada uma das linhas de igual potencial. Em todas as situações e cenários considerados, foi admitido um intervalo de 0,05 m entre as equipotenciais.

▪ Situação base de projeto

A Fig. 5.28 é representativa da rede de fluxo referente à “situação base de projeto” e consiste na situação natural, onde não é considerada a implantação das cortinas de estacas secantes a montante.

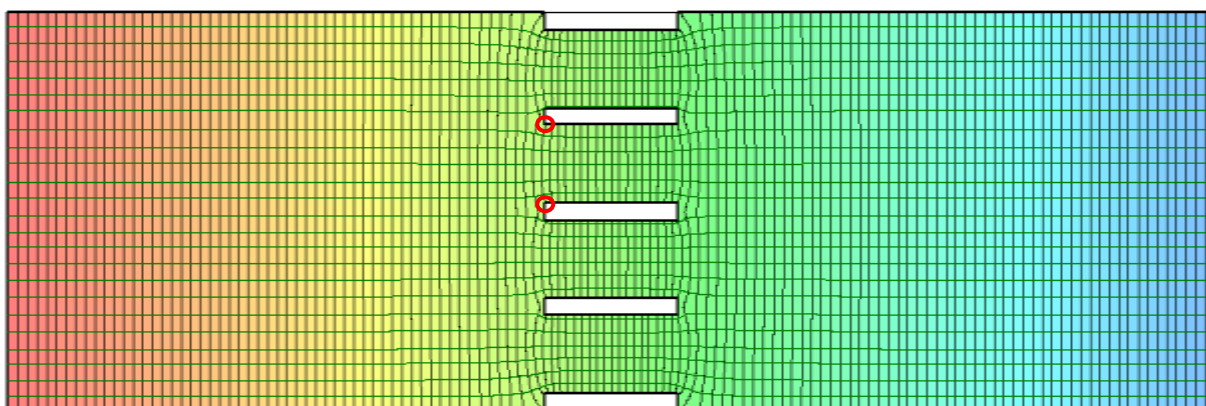


Fig. 5.28 – Plano horizontal. Rede de fluxo da “situação base de projeto”.

Nesta situação tem-se, ainda, a apresentar o valor do caudal percolado, assim como a magnitude da velocidade e o gradiente hidráulico. Para tal, recorreu-se ao *software SEEP/w* onde se procedeu a uma averiguação da zona onde é verificada, por um lado, a maior velocidade e, por outro lado, o maior gradiente hidráulico.

Quadro 5.15 – Resumo dos valores obtidos para a “situação base de projeto” (plano horizontal)

Situação base de projeto		
Caudal (m^3/s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$3,97 \times 10^{-3}$	$4,02 \times 10^{-5}$	0,041

Note-se que o caudal percolado de $3,97 \times 10^{-3} m^3/s$ é referente ao caudal total que atravessa os quatro vãos representados no esquema. É, ainda, de referir que tanto a maior magnitude da velocidade como o maior gradiente hidráulico foram registados nas imediações dos pilares, mais concretamente nos vértices destes. Na Fig 5.28 encontra-se assinalada a referida zona com círculos a vermelho.

▪ Situação com intervenção total

Contrariamente à “situação base de projeto”, na “situação com intervenção total” é simulada a cortina de estacas secantes em todos os vãos. De notar que este é um caso em que estamos perante a existência das cortinas de estacas totalmente homogêneas e, por isso, através do resultado obtido constata-se que, como seria espectável, as linhas equipotenciais dispõem-se todas paralelas umas às outras, devido ao facto de não subsistirem aberturas que possibilitam a passagem da água, pelo que não se verifica uma grande variação da configuração das linhas equipotenciais como nos restantes casos até ao momento estudados, assim como os casos seguintes a serem apresentados. De referir, ainda, que este paralelismo de equipotenciais não se verifica na zona de perturbação causada pelos pilares, onde se verifica uma leve curvatura das equipotenciais.

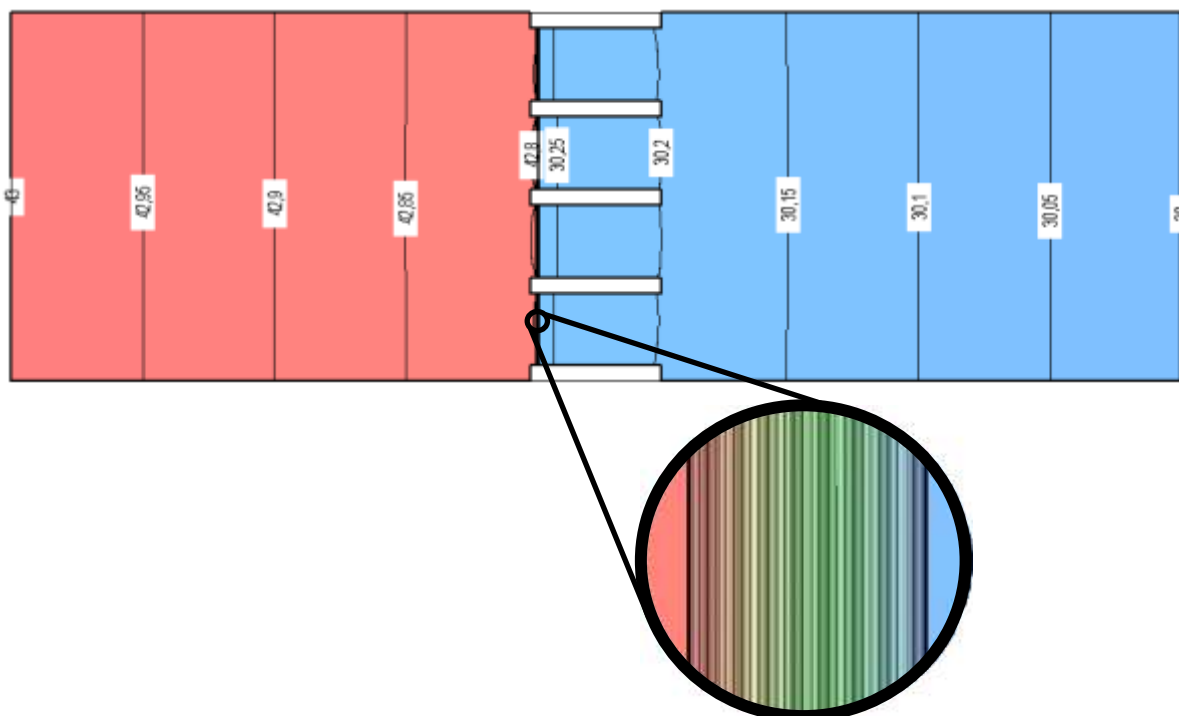


Fig. 5.29 – Plano horizontal. Pormenor das linhas equipotenciais da “situação com intervenção total”.

De notar, ainda, que aparentemente não se observa grande número de equipotenciais constatando-se uma discrepância entre estas. Tal resulta das quedas de potencial se concentrarem essencialmente na espessura das estacas secantes que apresentam por sua vez uma permeabilidade muito menor ($k = 10^{-8} \text{ m/s}$) do que o do terreno envolvente. A Fig. 5.30 é representativa do pormenor de um dos vãos centrais que elucida o que acabou de ser explicado.



Fig. 5.30 – Discrepância entre equipotenciais

Relativamente ao caudal total percolado de montante para jusante, ao longo dos quatro vãos modelados, é de $1,40 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$, o que se constata ser bastante inferior ao caudal total percolado na “situação base de projeto”.

- Situação com intervenção parcial – “situação de referência”

A “situação com intervenção parcial” baseia-se na implantação da cortina de estanqueidade apenas nos dois vãos centrais. As cortinas de estacas secantes, quando caracterizadas pela homogeneidade, definem a designada “situação de referência”. Para além desta, são considerados vários cenários que têm por base a simulação de deficiências na cortina de estacas secantes descritos no Quadro 5.13 já apresentado.

Assim, primeiramente é abordada a situação tida como referência. Esta baseia-se, de igual modo, na simulação de duas cortinas de estacas secantes nos dois vãos centrais, cujas características são totalmente homogêneas e integras. O comportamento das linhas equipotenciais é demonstrado na Fig. 5.31.

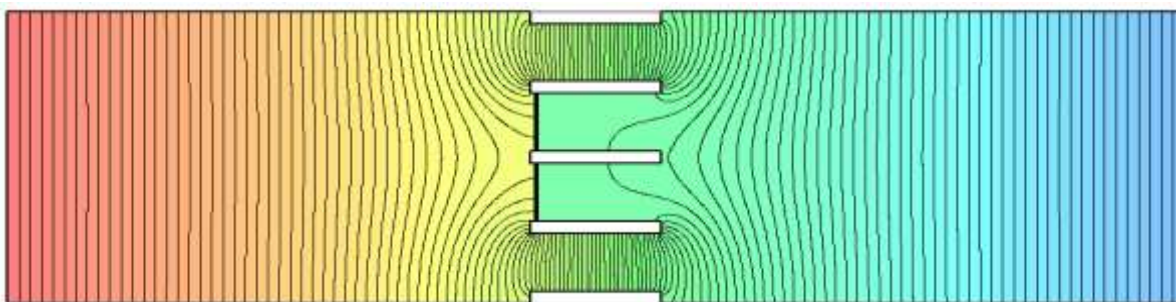


Fig. 5.31 – Plano horizontal. Linhas equipotenciais da “situação de referência”

Também para a “situação de referência” foi calculado o caudal total percolado de montante para jusante ao longo dos quatro vãos considerados na modelação, obtendo-se $Q = 3,28 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$.

Em comparação com a “situação base de projeto”, este caudal é inferior, uma vez que a situação tida como referência depara-se com dois obstáculos - as cortinas de estacas secantes - a obstruir o fluir

natural do caudal. Foi calculado, ainda, o caudal num dos vãos centrais, onde se encontram implantadas as cortinas de estanqueidade, assim como o caudal que atravessa um dos vãos extremos, sendo que os caudais obtidos foram $Q = 1,29 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$ e $Q = 1,63 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$, respetivamente. É de notar que o caudal no vão central é naturalmente muito menor, devido à existência da cortina de estacas secantes.

- Situação com intervenção parcial - cenários com simulações de deficiências na cortina

Os cenários seguintes já têm em consideração aberturas, sendo cada um dos cenários característicos de distintas simulações de janelas dispostas em diferentes locais.

Primeiramente é de extrema importância referir que, a avaliação dos resultados obtidos restringe-se apenas a um dos vãos centrais. Esta opção deve-se, simplesmente, ao facto de permitir uma maior precisão dos resultados obtidos e assim facilitar a análise. Contudo, o cálculo automático no programa foi efetuado considerando os quatro vãos representados no esquema de modelação.

Outros aspetos justificam a opção tomada, como o facto de, nos vãos centrais, se verificar uma variação significativa do potencial ao longo da cortina, não se verificando tal nos vãos extremos (ver Fig. 5.31). Repare-se, uma vez mais, na simetria do esquema que valida a hipótese considerada de proceder à análise da informação recolhida em apenas um dos vãos centrais de cada um dos cenários.

Tal como se sucedeu nas análises do plano vertical, são abordados, seguidamente, cada um dos cenários ao nível das linhas equipotenciais, bem como elaborados os quadros tipo, já apresentados, relativos aos caudais percolados, respetivas magnitudes de velocidade e gradientes hidráulicos.

A coleta de resultados, apresentados nos quadros que se seguem, foi realizada, no que se refere à magnitude da velocidade e do gradiente hidráulico, no ponto central de cada abertura simulada, enquanto o caudal percolado foi calculado na secção localizada no eixo da abertura e perpendicular ao sentido do movimento da água.

Procedendo agora para a análise de cada um dos cenários, são apresentadas as respetivas redes de fluxo em pormenor, destacando apenas um dos vãos centrais do esquema de modelação.

- Cenário 1

No que se refere ao cenário 1, a cortina de estacas deixa de ser completamente homogénea, sendo simulada uma abertura no eixo central da cortina, implantada em cada um dos vãos centrais. Assim, através deste orifício a água circula do lado de montante para jusante, permitindo uma diferente configuração das linhas equipotenciais. A respetiva rede de fluxo é apresentada em pormenor na Fig. 5.32, na qual estão representadas algumas das linhas de corrente que traduzem o movimento da água no referido vão.

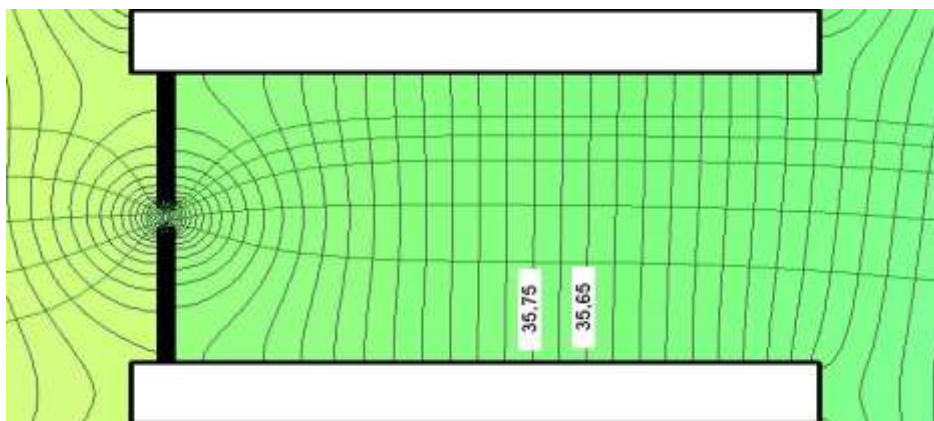


Fig. 5.32 – Plano horizontal. Rede de fluxo do cenário 1.

A fim de estabelecer uma comparação entre o cenário 1 considerado e a “situação de referência”, foi calculado o caudal que atravessa um dos vãos centrais, obtendo-se o valor de $Q = 7,05 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$. Assim sendo, constata-se que este caudal é naturalmente maior comparativamente à situação em que não é considerada nenhuma janela. Por consequência, o caudal percolado num dos vãos extremos é ligeiramente inferior neste cenário 1, obtendo-se o valor de $Q = 1,18 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$, pois a abertura existente no vão central permite, nesta zona, a percolação de um maior caudal.

De um modo geral, é importante mencionar que os resultados presentes em cada um dos quadros apresentados, para cada um dos cenários analisados, referem-se exclusivamente ao cálculo nessa(s) abertura(s) simulada(s). Em todos os cenários, verifica-se uma ligeira desigualdade entre o caudal patente nos quadros, percolado na(s) abertura(s), e o caudal percolado através de um dos vãos centrais. Tal deve-se ao facto da cortina de estanqueidade apresentar um certo coeficiente de permeabilidade, permitindo assim, a percolação de caudal, apesar de ser praticamente insignificante.

Quadro 5.16 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 1 (plano horizontal)

Abertura simulada no eixo central da cortina de estanqueidade		
Caudal (m^3/s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$7,02 \times 10^{-5}$	$2,46 \times 10^{-5}$	0,242

➤ Cenário 2

Quanto ao cenário 2, é tida em conta mais uma vez a existência de uma abertura, sendo esta agora localizada na extremidade direita da cortina de estacas. A Fig. 5.33 é representativa da rede de fluxo do cenário em estudo.

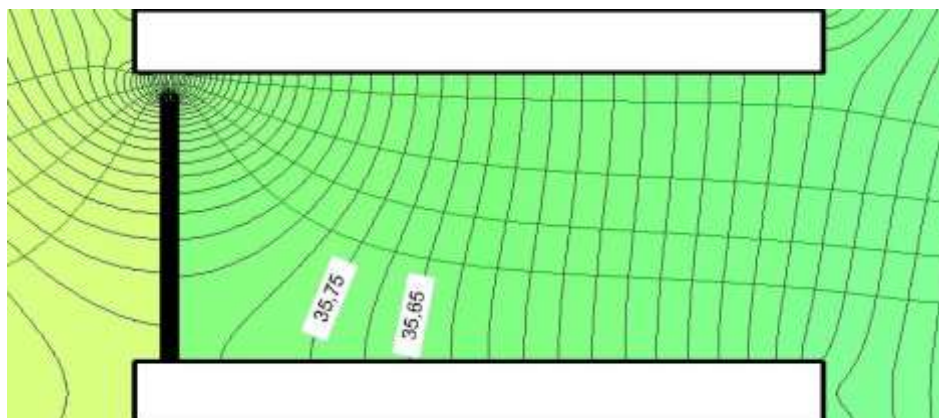


Fig. 5.33 – Plano horizontal. Rede de fluxo do cenário 2.

Foram calculados, com recurso ao referido programa, os caudais percolados, tanto num dos vãos centrais como num dos vãos extremos, obtendo-se os valores de $Q = 6,05 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$ e $Q = 1,24 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$, respetivamente.

Observando os resultados apresentados no Quadro 5.17, e estabelecendo uma comparação com a “situação de referência”, nota-se que o caudal percolado no vão central é superior, devido à presença da janela e o caudal percolado no vão extremo é menor.

Em comparação com o cenário 1 anteriormente analisado constata-se que há um maior caudal que atravessa a janela existente no eixo central da cortina de estacas secantes. No que se refere à magnitude da velocidade e do gradiente hidráulico, estes apresentam maiores valores para o caso em que o caudal é, também ele, maior, ou seja, no cenário 1.

De referir ainda que, o caudal obtido na janela simulada, representado no Quadro 5.17, é ligeiramente inferior ao caudal percolado ao longo do vão central ($Q = 6,05 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$), pois a cortina de estanqueidade apresenta uma certa permeabilidade que não impede totalmente a percolação da água.

Quadro 5.17 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 2 (plano horizontal)

Abertura simulada numa das extremidades (esquerda) da cortina de estanqueidade		
Caudal (m^3/s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$6,00 \times 10^{-5}$	$2,38 \times 10^{-5}$	0,235

➤ Cenário 3

O cenário 3 é semelhante ao anteriormente apresentado, sendo que a janela simulada acontece na extremidade oposta e, por isso, os resultados obtidos são idênticos. As linhas equipotenciais dispõem-se, essencialmente, em torno da abertura simulada. A Fig. 5.34 é elucidativa da rede de fluxo do cenário em questão, estando representadas, não só as linhas equipotenciais, mas também as linhas de corrente.

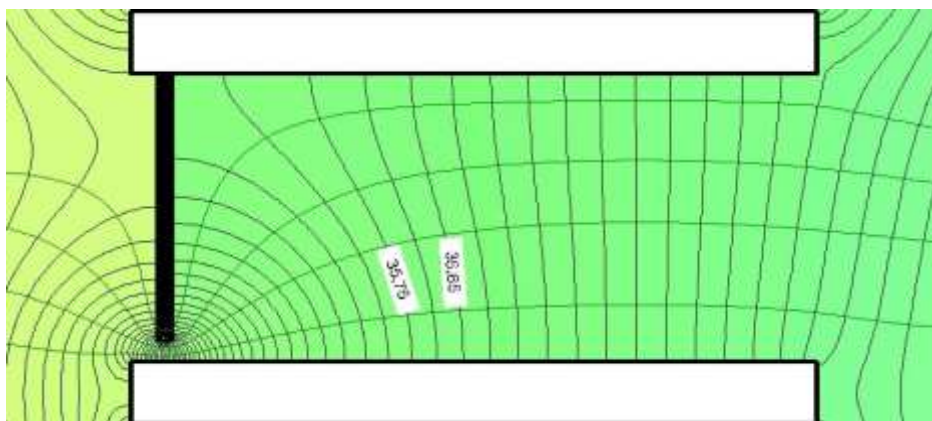


Fig. 5.34 – Plano horizontal. Rede de fluxo do cenário 3.

O caudal percolado, ao longo de um dos vãos centrais é de $Q = 5,93 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$ e o caudal percolado ao longo de um dos vãos extremos é de $Q = 1,26 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$. Estes valores constata-se bastante similares aos do cenário anterior, cuja simulação é análoga.

Comparativamente à “situação de referência” conclui-se que, dada a existência de uma janela na cortina de estacas secantes, o caudal percolado num dos vãos centrais é maior e o caudal percolado através do vão extremo é menor.

Confrontando os quadros 5.17 e 5.18, verifica-se que os caudais nas aberturas simuladas são muito próximos, sendo o caudal do cenário 3 levemente inferior. A magnitude da velocidade e o gradiente hidráulico são também ligeiramente inferiores.

Quadro 5.18 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 3 (plano horizontal)

Abertura simulada na extremidade oposta (direita) da cortina de estanqueidade		
Caudal (m^3/s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$5,88 \times 10^{-5}$	$2,34 \times 10^{-5}$	0,231

➤ Cenário 4

Segue-se o cenário 4, onde são simuladas duas aberturas numa só cortina de estacas secantes e na qual se verifica uma concentração de equipotenciais em torno das referidas aberturas.

A Fig. 5.35 representa em pormenor a rede de fluxo, onde é possível observar algumas das linhas de corrente. Estas subdividem-se pelas duas janelas existentes, evidenciando o modo como a água percola de montante para jusante.

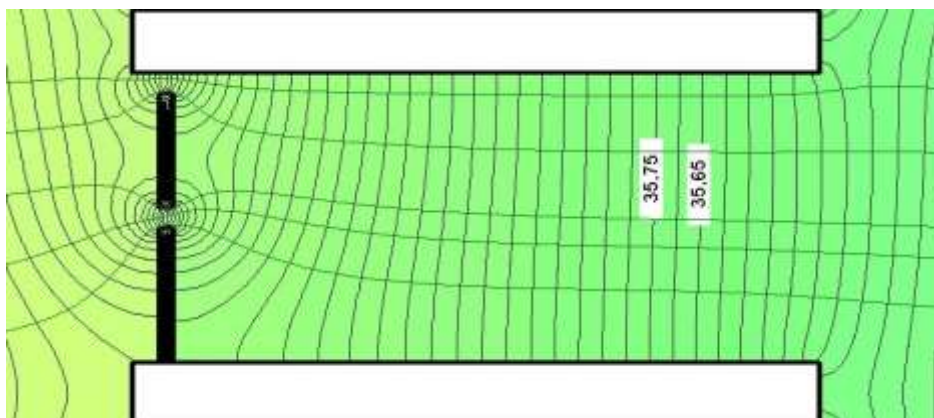


Fig. 5.35 – Plano horizontal. Rede de fluxo do cenário 4

Neste cenário, em que é simulado um maior número de janelas na cortina de estanqueidade, constata-se, naturalmente, um maior caudal percolado no vão central, onde foi implantada a cortina. Este caudal corresponde ao valor de $Q = 8,26 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$. O caudal percolado, ao longo de um dos vãos extremos, é de $Q = 1,10 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$.

Relativamente à situação tida como referência, no que se refere ao vão central, o caudal percolado revela-se, obviamente, maior, dado que as janelas existentes possibilitam mais facilmente a passagem da água. Em contraposição, o caudal percolado no vão extremo, é menor.

Procedeu-se a uma análise comparativa entre os caudais percolados nas janelas simuladas, constatando-se que o caudal percolado através da janela do eixo central da cortina é maior do que o caudal percolado na janela simulada na extremidade esquerda da cortina. Tal como foi averiguado na anterior comparação estabelecida entre os cenários 1 e 2, o eixo central está associado a um maior fluxo.

O caudal percolado através das duas aberturas simuladas perfaz um total de $Q = 8,24 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$, verificando-se uma diferença, quase insignificante, em relação ao caudal percolado no vão central ($Q = 8,26 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$). Tal deve-se à permeabilidade da cortina, como já mencionado anteriormente.

Quadro 5.19 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 4 (plano horizontal)

Abertura simulada numa das extremidades (esquerda) da cortina de estanqueidade		
Caudal (m^3/s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$3,22 \times 10^{-5}$	$1,29 \times 10^{-5}$	0,128
Abertura simulada no eixo central da cortina de estanqueidade		
Caudal (m^3/s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$5,02 \times 10^{-5}$	$1,76 \times 10^{-5}$	0,173

➤ Cenário 5

No cenário 5, a configuração das equipotenciais é idêntica ao caso anterior, uma vez que são simuladas, igualmente, as duas aberturas. No entanto, trata-se da situação inversa, sendo que uma das aberturas é também simulada no centro e a outra na extremidade direita.

A Fig. 5.36 é representativa da rede de fluxo, onde se constata, conforme o até agora analisado, uma concentração das equipotenciais em redor das janelas simuladas, bem como algumas das linhas de corrente que atravessam a cortina, essencialmente, pelas aberturas existentes.

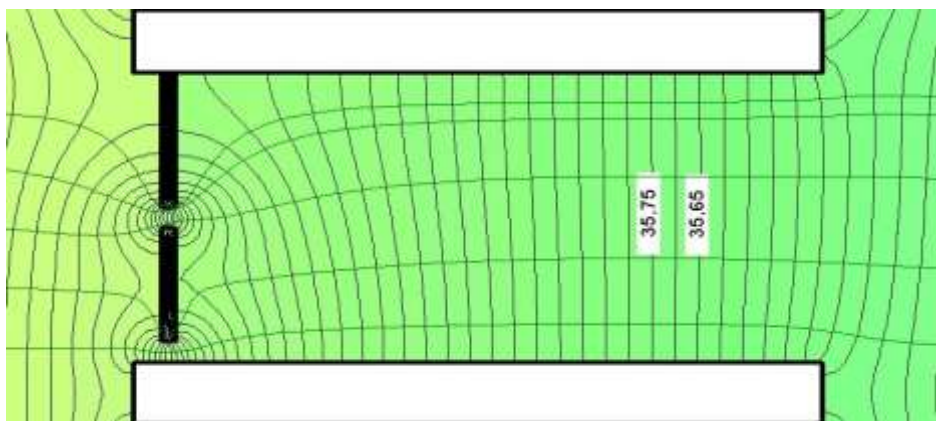


Fig. 5.36 – Plano horizontal. Rede de fluxo do cenário 5.

Este é um cenário análogo ao anterior e, como tal, retiram-se conclusões semelhantes. Recorrendo ao programa, o caudal obtido ao longo do vão central foi de $Q = 8,12 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$, enquanto no vão extremo, obteve-se um caudal de $Q = 1,12 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$. Portanto, o caudal percolado no vão central é maior comparativamente à “situação de referência”, como seria espectável, dada a existência das duas janelas simuladas na cortina de estanqueidade. No que se refere ao vão extremo, este apresenta, logicamente, um menor caudal no cenário 5.

Da análise do quadro 5.20, advém que é a abertura simulada no eixo central da cortina que possibilita a passagem de um maior caudal.

O caudal que atravessa as duas aberturas totaliza o valor de $Q = 8,10 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$, verificando-se um pouco inferior ao calculado no cenário 4 analisado anteriormente. De referir também que, uma vez mais, este caudal percolado através das duas aberturas é ligeiramente inferior ao caudal que atravessa o vão central ($Q = 8,12 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$), devido à permeabilidade da própria cortina.

Quadro 5.20 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 5 (plano horizontal)

Abertura simulada no eixo central da cortina de estanqueidade		
Caudal (m^3/s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$4,88 \times 10^{-5}$	$1,72 \times 10^{-5}$	0,169
Abertura simulada na extremidade oposta (direita) da cortina de estanqueidade		
Caudal (m^3/s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$3,22 \times 10^{-5}$	$1,29 \times 10^{-5}$	0,128

➤ Cenário 6

O cenário 6 tem por base duas aberturas nas duas extremidades, que poderão ter correspondência com a difícil selagem entre a cortina de estacas executada e os pilares de betão já construídos.

Na Fig. 5.37, é patente, uma vez mais, a concentração de equipotenciais nas aberturas simuladas, bem como a circulação das linhas de corrente fundamentalmente pelas janelas consideradas.

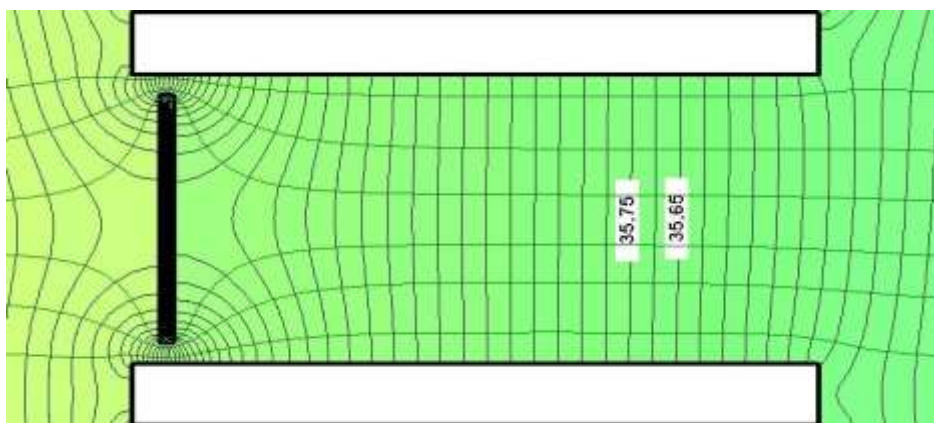


Fig. 5.37 – Plano horizontal. Rede de fluxo do cenário 6

Relativamente ao cenário 6, o caudal percolado num dos vãos centrais é de cerca de $Q = 8,0 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$, enquanto num dos vãos extremos é de $Q = 1,12 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$. Mais uma vez, devido à existência das aberturas, verifica-se que o caudal percolado no vão central é maior, comparativamente à “situação de referência”, onde não foram consideradas deficiências na cortina. Assim sendo, no vão extremo, o caudal percolado no cenário 6 é inferior à situação tida como referência.

Sendo o cenário 6 resultante da conjugação entre os cenários 2 e 3, procedeu-se à comparação dos caudais de cada uma das aberturas, representados no quadro 5.21, com os caudais obtidos em cada um dos cenários 2 e 3. Ora, verifica-se que o caudal percolado na única abertura simulada no cenário 2 é muito próximo do caudal percolado na abertura simulada no cenário 3. Quando consideradas estas duas aberturas numa só cortina de estacas secantes, verificam-se caudais percolados nas respetivas aberturas igualmente muito próximos e, comparativamente aos cenários 2 e 3 são caudais menores.

A soma dos dois caudais percolados nas janelas consideradas perfaz um total de $Q = 7,95 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$.

Quadro 5.21 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 6 (plano horizontal)

Abertura simulada numa das extremidades (esquerda) da cortina de estanqueidade		
Caudal (m^3/s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$3,95 \times 10^{-5}$	$1,57 \times 10^{-5}$	0,155
Abertura simulada na extremidade oposta (direita) da cortina de estanqueidade		
Caudal (m^3/s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$4,0 \times 10^{-5}$	$1,61 \times 10^{-5}$	0,159

➤ Cenário 7

Finalmente, este último cenário simulado é o pior cenário possível e resulta da conjugação de três aberturas numa mesma cortina de estacas secantes. As equipotenciais concentram-se em redor das aberturas, tal como era previsível, e as linhas de corrente traduzem o movimento da água constatando-se a aproximação junto das janelas existentes. A Fig. 5.38 representa a rede de fluxo.

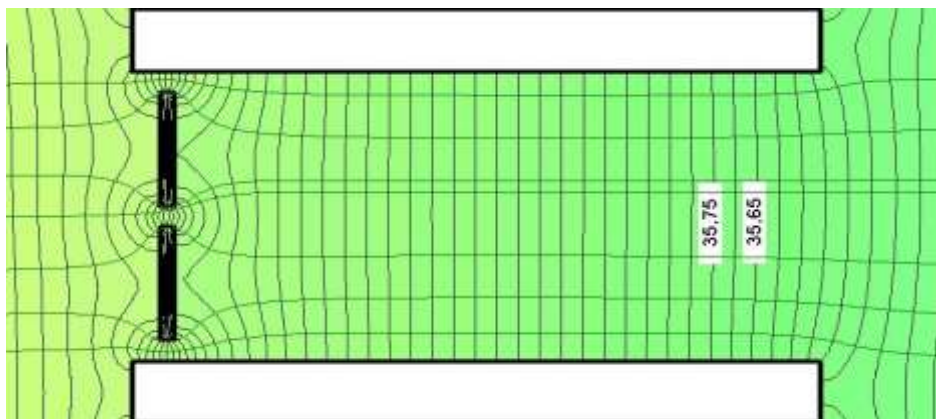


Fig. 5.38 – Plano horizontal. Rede de fluxo do cenário 7

No que se refere ao caudal percolado somente no vão central este corresponde a um valor de $Q = 8,93 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$, ou seja, bastante superior comparativamente à “situação de referência”. No vão extremo, pelo contrário, o caudal percolado é de $Q = 1,06 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$, valor inferior relativamente à situação tida como referência.

Pela observação do quadro 5.22, e analisando apenas os caudais que atravessam cada uma das aberturas simuladas, constata-se que o maior caudal é o que diz respeito à janela localizada no eixo central da cortina de estacas secantes.

Quadro 5.22 – Resumo dos valores obtidos para o cenário 7(plano horizontal)

Abertura simulada numa das extremidades (esquerda) da cortina de estanqueidade		
Caudal (m^3/s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$2,64 \times 10^{-5}$	$1,06 \times 10^{-5}$	0,105
Abertura simulada no eixo central da cortina de estanqueidade		
Caudal (m^3/s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$3,60 \times 10^{-5}$	$1,27 \times 10^{-5}$	0,125
Abertura simulada na extremidade oposta (direita) da cortina de estanqueidade		
Caudal (m^3/s)	Magnitude máxima da velocidade (m/s)	Gradiente hidráulico máximo
$2,68 \times 10^{-5}$	$1,08 \times 10^{-5}$	0,106

5.3.3.5. Pressões neutras

No que se refere à análise das pressões neutras no plano horizontal, é primeiramente abordado um gráfico, onde se representa a variação das pressões neutras para as três situações relevantes em toda esta análise, são elas: a “situação base de projeto”; a “situação com intervenção total” e a “situação de referência”, estando esta última implícita na “situação com intervenção parcial”.

O gráfico que se segue na Fig. 5.39 traduz a variação das pressões neutras ao longo dos quatro vãos considerados na modelação em análise. Encontram-se representadas três situações relevantes no estudo do plano horizontal, já mencionadas acima.

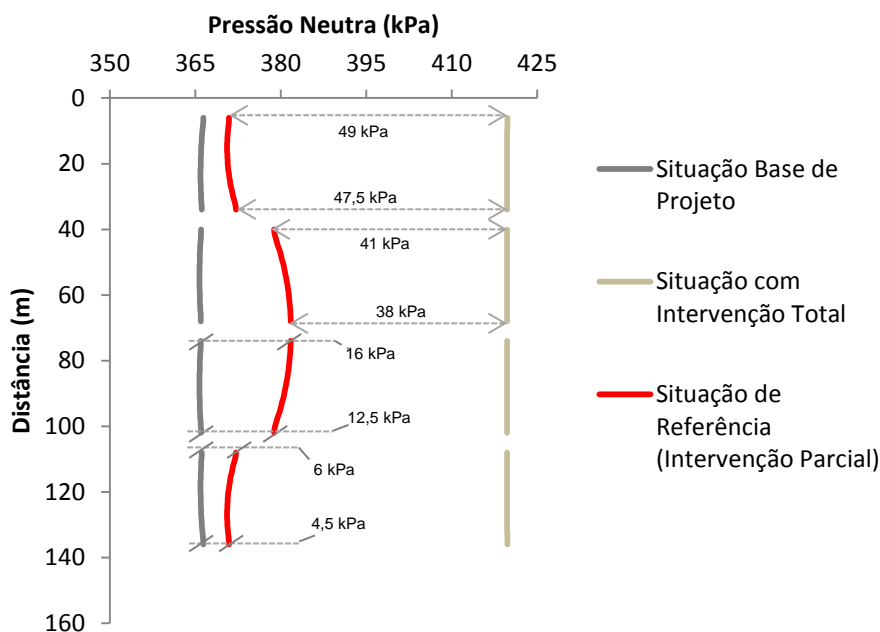


Fig. 5.39 – Plano horizontal. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras para as três situações mencionadas.

Repare-se que as interrupções patentes nas linhas representadas são o reflexo da presença dos pilares, através dos quais não há percolação, uma vez que as faces destes foram consideradas como sendo fronteiras estanques.

Para facilitar a análise dos referidos diagramas, procedeu-se do mesmo modo que no plano vertical, em que foi estabelecida uma comparação entre as pressões neutras registadas para cada situação em causa e a “situação de referência”. Esta análise consiste na avaliação e apreciação da diferença de pressões neutras registadas entre as duas situações (Δ), a que distância relativa se verifica o valor da máxima diferença de pressões neutras ($\Delta_{máx}$) e, por fim é averiguado o intervalo onde é verificada uma variação de pressões neutras superior a 10 kPa (valor tomado como referência).

Da interpretação do gráfico, da Fig. 5.39 constata-se que, para a “situação com intervenção total”, o diagrama de pressões neutras é praticamente uniforme, dada a homogeneidade da cortina de estacas simulada e o facto de ser implantada em todos os vãos. De referir, ainda, que foram registados valores de pressões elevados, na ordem dos 420 kPa. Comparativamente à “situação de referência”, as diferenças de pressões neutras obtidas, Δ , entre estas duas situações em análise são significativas, constatando-se um decréscimo da pressão neutra que varia entre 47,5 a 49 kPa nos vãos extremos,

onde não há a implantação da cortina de estanqueidade, e um decréscimo da pressão neutra entre 38 a 41 kPa nos vãos centrais, onde é considerada a implantação das cortinas de estacas secantes.

Relativamente à “situação base de projeto”, na qual não é considerada qualquer cortina de estanqueidade em nenhum dos vãos, constata-se um traçado quase uniforme e cujos valores das pressões neutras são os menores registados dentre as três situações em análise. Estabelecendo uma comparação com a “situação de referência”, obtém-se uma diferença de pressões neutras relativamente baixas, na ordem dos 4,5 a 6 kPa, nos vãos sem cortina de estacas, enquanto nos dois vãos centrais, em que existe a cortina de estacas, as diferenças de pressões neutras são superiores, na ordem dos 12,5 a 16 kPa.

Quanto à “situação de referência”, esta tem em conta uma cortina de estacas secantes homogénea e unicamente materializada nos dois vãos centrais, e como tal, verificam-se menores pressões neutras nos vãos extremos, sendo visível um aumento gradual das mesmas sobre a cortina de estanqueidade. No entanto, é de referir que não se trata de um crescimento muito acentuado. A grandeza dos valores das pressões neutras registadas são muito próximas da “situação base de projeto” nos dois vãos extremos e, pelo contrário, no que diz respeito aos dois vãos centrais, estes registam valores de pressões neutras mais elevados, devido à presença da cortina de estacas e, por isso, um pouco mais afastados da “situação base de projeto”.

- Situação com intervenção parcial - cenários com simulações de deficiências na cortina

A fim de analisar os cenários relativos à “situação com intervenção parcial”, estes têm em consideração a formação de aberturas. A existência de aberturas possibilita o movimento da água de montante para jusante e como tal os diagramas de pressões neutras assumem, como se demonstra de seguida, uma configuração ligeiramente distinta da verificada na “situação de referência” anteriormente analisada.

É importante referir que, para a obtenção dos diagramas de pressões neutras, foi feita apenas uma análise ao nível de uma das cortinas de estacas secantes, tal como adveio da apreciação das linhas equipotenciais. De salientar que é considerada, em todos os cenários, a simetria do esquema de modelação.

Os diagramas de pressões neutras apresentam-se de seguida e no alinhamento da interface de montante da cortina de estacas secantes do vão central. Note-se o facto do eixo das ordenadas corresponder à distância/comprimento medido ao longo da cortina de estacas, sendo que a origem coincide com a extremidade esquerda da cortina.

- Cenário 1

Neste primeiro cenário é simulada a intervenção considerando a formação de uma abertura no eixo da cortina de estacas secantes, pelo que se verifica aí uma depressão no diagrama de pressões neutras. Note-se que comparativamente com a “situação de referência”, os valores das pressões neutras são menores, o que se justifica pelo facto de se considerar a existência da janela na cortina de estacas secantes que possibilita a passagem da água.

Analisando a diferença de pressões entre as duas situações patentes no gráfico, constata-se que a uma distância de 14 metros, o que coincide com o ponto médio da abertura, é obtida a máxima diferença de pressões que corresponde a um valor de $\Delta_{m\acute{a}x} = 16$ kPa. Verifica-se, ainda, uma diferença de pressões neutras superior a 10 kPa, exceto num troço de 8m a partir da extremidade esquerda da cortina de

estacas. A menor diferença de pressões neutras, verifica-se na extremidade esquerda da cortina, e corresponde a um valor de $\Delta = 8$ kPa.

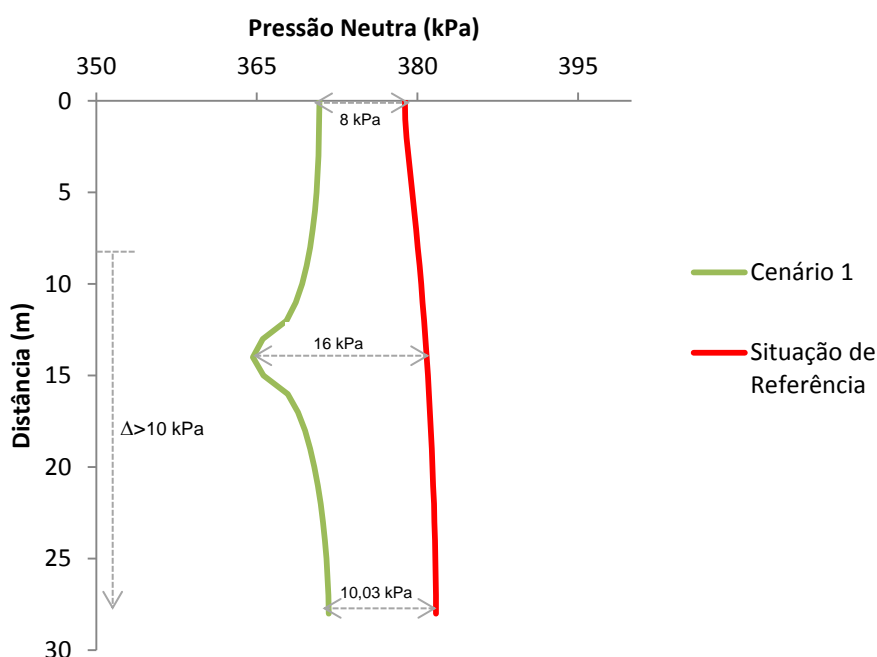


Fig. 5.40 – Plano horizontal. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras do vão central do cenário 1.

➤ Cenário 2

Este cenário tem em consideração uma abertura na extremidade esquerda da cortina de estacas secantes implantada e, como tal, o gráfico traduz a existência desta abertura através de um alívio das pressões neutras associadas à maior facilidade da passagem da água. Estabelecendo uma comparação com a “situação de referência” verifica-se, também, o decréscimo dos valores das pressões neutras ao longo do desenvolvimento da cortina.

Relativamente à máxima diferença de pressões registada é de cerca de 14 kPa e situa-se exatamente no local da abertura formada. Quanto à menor diferença de pressões neutras não supera os 6,5 kPa e ocorre na extremidade oposta.

Verifica-se, ainda, $\Delta > 10$ kPa nos três primeiros metros da cortina de estacas, sendo que a partir daí as diferenças de pressões neutras, Δ , registadas vão sendo cada vez menores.

Na Fig. 5.41, representa-se, sinteticamente, a informação referida acima.

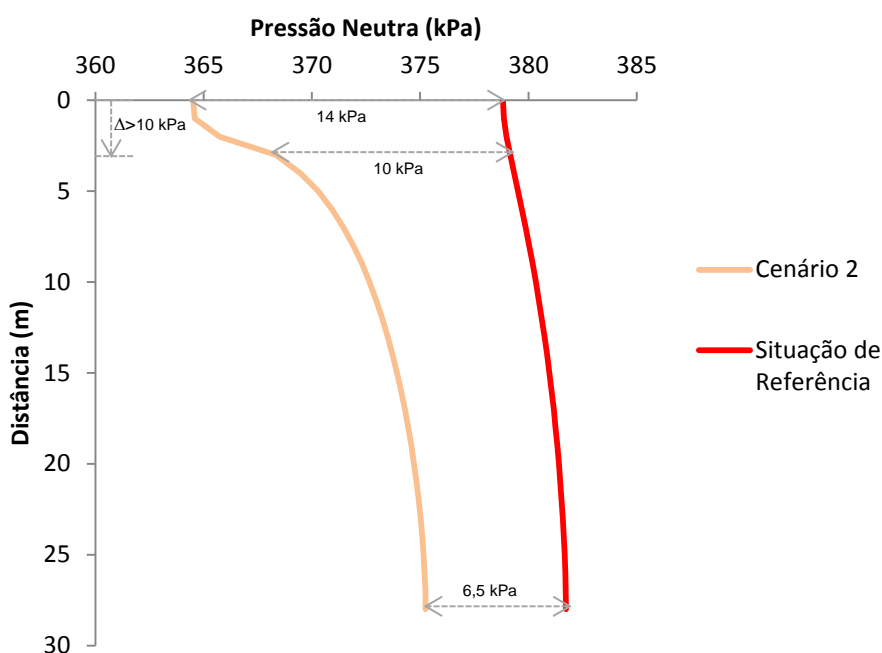


Fig. 5.41 – Plano horizontal. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras do vão central do cenário 2.

➤ Cenário 3

Sendo este o caso com a abertura no lado oposto ao considerado no cenário anterior, o diagrama de pressões neutras obtido é nos seus princípios semelhante, mas naturalmente convertido. Verifica-se, portanto, que na zona onde é simulada a eventual janela na cortina de estacas secantes ocorre um alívio da pressão exatamente na extremidade direita da cortina, onde foi simulada a abertura. Mais uma vez, comparativamente com a “situação de referência”, constata-se um registo de pressões inferiores.

Relativamente à diferença de pressões neutras, tal como no cenário anterior, a máxima diferença verifica-se nas imediações da janela simulada, ou seja, junto à extremidade direita da cortina de estacas, cujo valor registado é de $\Delta_{máx} = 17,5$ kPa. Este cenário é semelhante ao anterior, no entanto, repare-se que o valor de $\Delta_{máx}$ é maior do que o verificado no cenário 2.

O menor valor registado, no que se refere às diferenças de pressões neutras, foi de 6 kPa na extremidade esquerda da cortina de estanqueidade.

No geral, as diferenças de pressões neutras obtidas, entre o cenário 3 e a “situação de referência”, são inferiores a 10 kPa, verificando-se serem superiores a este valor após os 20 m de comprimento a partir da origem considerada para a cortina de estacas secantes.

A Fig. 5.42 é representativa do referido diagrama de pressões neutras do vão central, onde foi implantada a cortina.

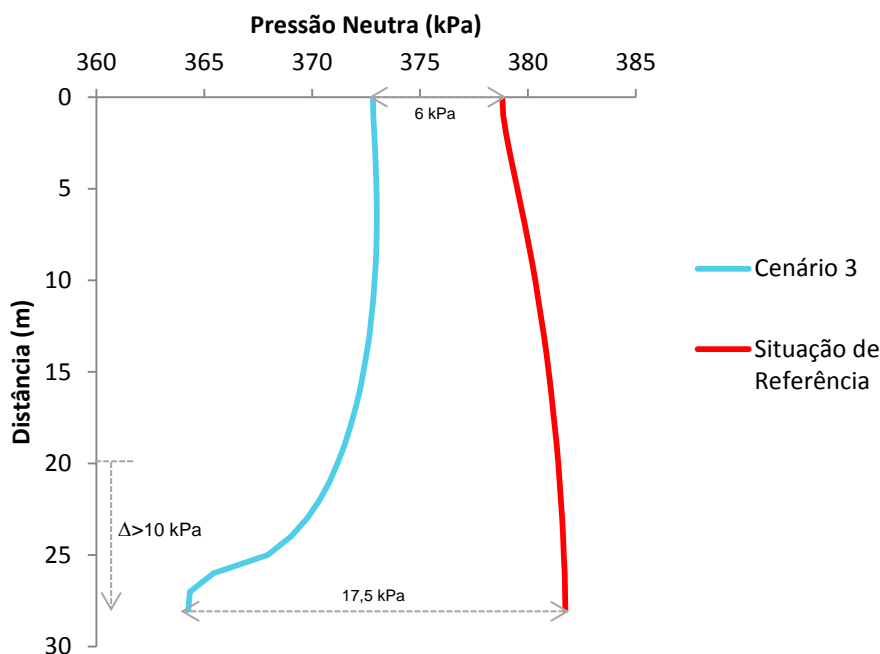


Fig. 5.42 – Plano horizontal. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras do vão central do cenário 3.

➤ Cenário 4

Como seria espectável, no cenário 4 constata-se a formação de duas depressões resultantes da existência de duas janelas, sendo uma delas na extremidade esquerda e outra localizada no centro na cortina de estacas secante implantada. Mais uma vez, os valores registados da pressão neutra são inferiores aos verificados para a “situação de referência”.

Como seria espectável, as máximas diferenças de pressões neutras registadas ocorrem nas zonas das duas janelas simuladas, sendo que a maior diferença verifica-se na abertura localizada no eixo central da cortina de estacas e corresponde a aproximadamente $\Delta_{m\acute{a}x,1} = 15$ kPa, enquanto na janela localizada na extremidade esquerda regista-se uma diferença de $\Delta_{m\acute{a}x,2} = 13$ kPa. De referir, ainda, que a menor diferença verifica-se na extremidade direita da cortina, correspondendo a um valor de aproximadamente 10,7 kPa.

A diferença de pressões neutras registada é superior ao valor tido como referência, $\Delta > 10$ kPa, em toda a extensão da cortina de estacas secantes.

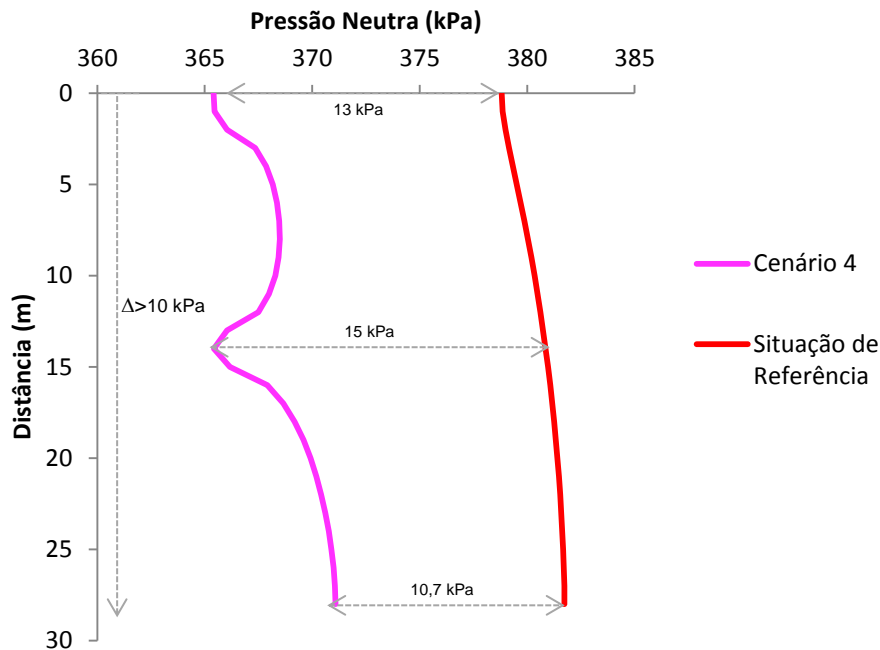


Fig. 5.43 – Plano horizontal. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras do vão central do cenário 4.

➤ Cenário 5

As conclusões a estabelecer são equivalentes ao cenário anterior, uma vez que a situação é idêntica, com a diferença de que a janela agora formada se situa na extremidade oposta (direita) da cortina de estanqueidade.

De referir que a menor diferença de pressões neutras, entre estas duas situações, foi de 9 kPa, na zona da extremidade esquerda da cortina. Enquanto as maiores diferenças de pressões neutras correspondem aos valores de 16 e 17 kPa e registam-se a uma distância da origem da cortina de estacas de 14 m e de 28 m, respetivamente, coincidindo com as zonas onde são simuladas as janelas.

A diferença de pressões neutras é superior a 10 kPa em quase toda a extensão da cortina de estacas secantes, verificando-se apenas nos cinco metros iniciais do comprimento da cortina uma variação de pressões neutras inferiores a 10 kPa.

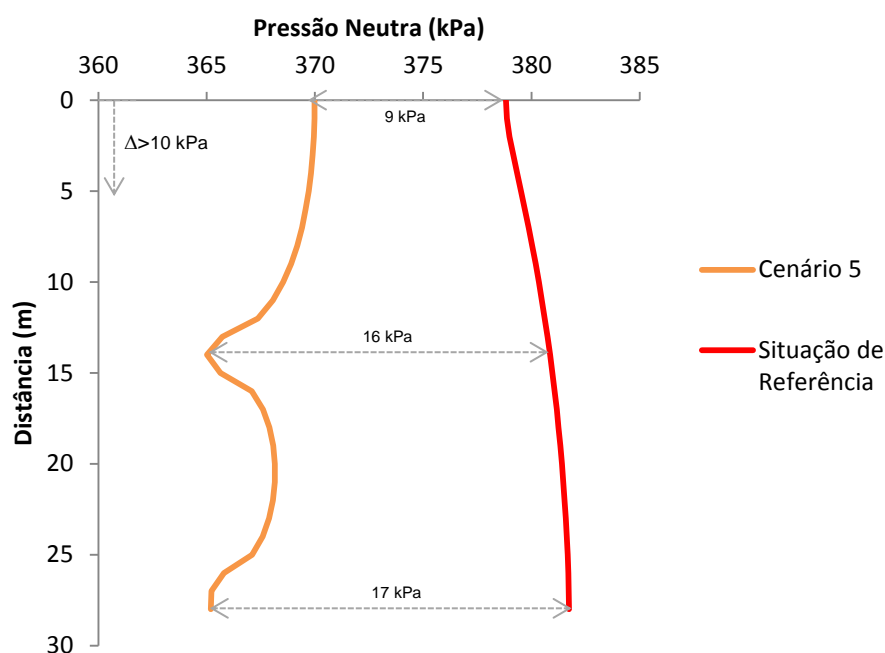


Fig. 5.44 – Plano horizontal. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras do vão central do cenário 5.

➤ Cenário 6

No que diz respeito ao cenário 6, o traçado do diagrama de pressões neutras traduz a existência de duas aberturas, estando cada uma delas localizada em cada uma das extremidades da cortina de estacas secantes. Verifica-se, em consequência, uma diminuição das pressões neutras mais acentuada nestas zonas. Na parte restante da cortina de estacas, em que não existem janelas, o decréscimo das pressões neutras é menor, uma vez que sem aberturas não é gerado um alívio da pressão da água na face da cortina.

Em conformidade com os cenários anteriormente analisados, aqui também se verifica a máxima diferença de pressões neutras nas zonas onde estão simuladas as aberturas. Na extremidade esquerda, regista-se uma diferença de pressões de 14 kPa e na extremidade oposta é registada uma diferença de pressões um pouco superior, de cerca de 16 kPa.

Em toda a extensão da cortina de estanqueidade verificam-se diferenças de pressões neutras, entre o cenário 6 e a “situação de referência”, superiores a 10 kPa.

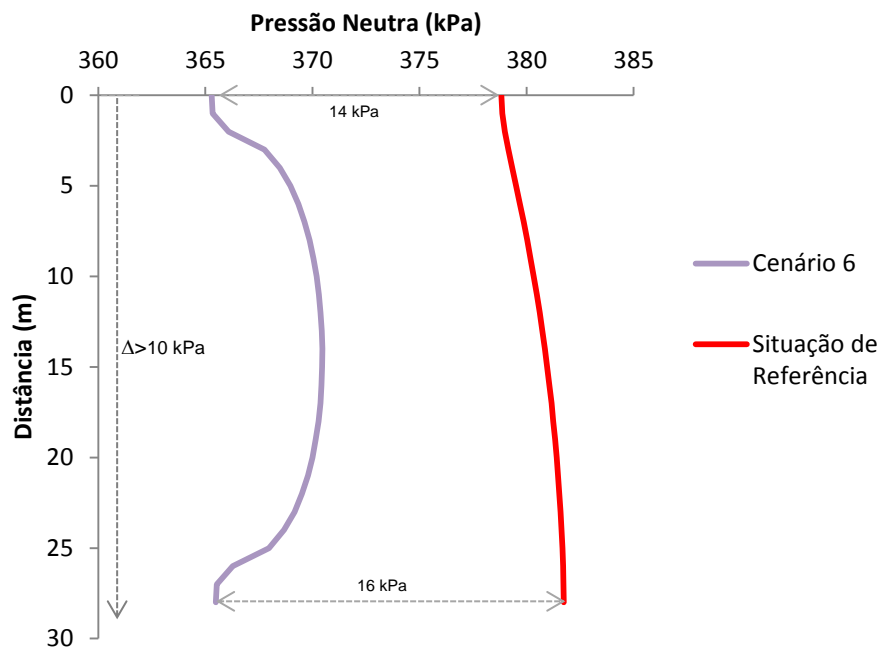


Fig. 5.45 – Plano horizontal. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras do vão central do cenário 6.

➤ Cenário 7

Por fim, no cenário 7 constata-se um registo de menores pressões neutras comparativamente à “situação de referência” e, verifica-se ainda, uma diminuição de maior expressão nas zonas onde são simuladas as aberturas na cortina de estacas e que possibilitam o movimento da água.

Dada a existência de várias aberturas na cortina é mais facilitada a percolação da água e, assim, as pressões exercidas na cortina pela água são, naturalmente, inferiores.

As máximas diferenças de pressões neutras registam-se ao nível das janelas simuladas e corresponde, aproximadamente, a 13 kPa, 15 kPa e 16 kPa, condizendo, respetivamente, com a janela na extremidade esquerda, no eixo central e na extremidade direita da cortina de estanqueidade.

A diferença de pressões neutras superiores a 10 kPa verifica-se em toda a extensão da cortina de estacas secantes.

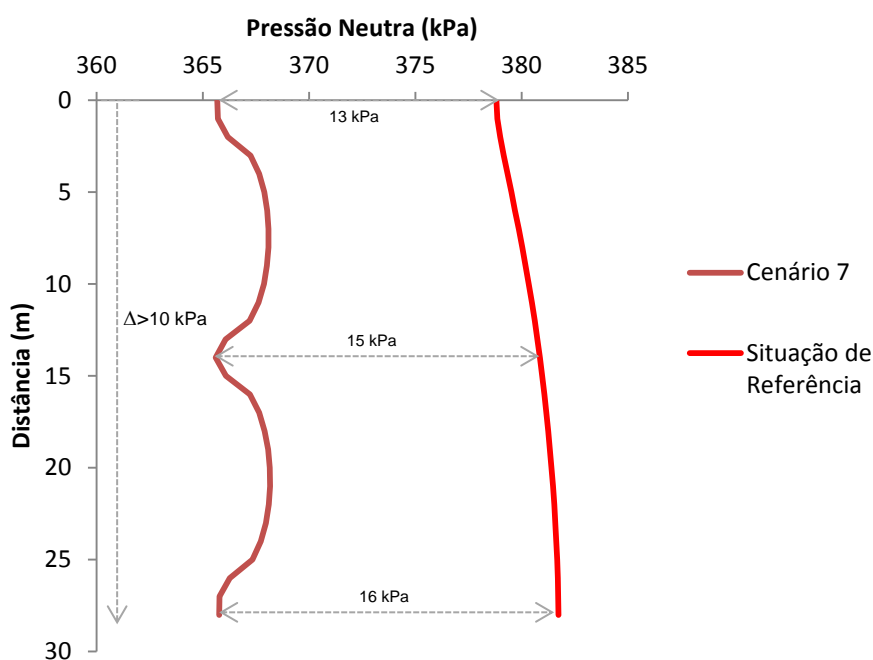


Fig. 5.46 – Plano horizontal. Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras do vão central do cenário 7.

5.3.3.6. Comentários

Após a análise dos resultados é importante tecer alguns comentários relativos às conclusões obtidas a partir da informação recolhida. Relativamente às linhas equipotenciais verifica-se, como já foi mencionado atrás, uma maior concentração na proximidade das aberturas simuladas na cortina de estacas.

Da análise dos quadros apresentados, relativos à informação recolhida referente ao plano horizontal, é possível concluir que a maior magnitude da velocidade, assim como o maior gradiente hidráulico, correspondem às situações em que a percolação da água se concentra nas aberturas em causa. O caudal, por sua vez, é tanto maior quanto mais aberturas existirem na cortina de estacas secantes. No entanto, o caudal percolado em cada uma das aberturas é menor à medida que cresce o número de aberturas, uma vez que o fluxo da água tem a possibilidade de se dispersar pelo conjunto das aberturas.

Um aspeto curioso observado é o de que a posição da abertura que conduz ao valor mais elevado do caudal percolado através das aberturas simuladas corresponde à sua localização próxima do eixo da cortina de estacas. Esta afirmação advém da análise dos cenários 4, 5 e 7, na qual está sempre presente a abertura simulada na referida zona.

Do ponto de vista prático, por razões que se prendem com o processo executivo, há a referir que as aberturas nas extremidades são mais suscetíveis de vir a ocorrer devendo-se tal ao facto de ser mais difícil de garantir a estanqueidade da ligação entre a cortina e os pilares.

O Quadro 5.23 sintetiza a informação recolhida para o conjunto das situações e cenários considerados no estudo.

Quadro 5.23 – Plano horizontal. Síntese da informação obtida

	Caudal percolado pelos 4 vãos	Caudal percolado por 1 dos vãos centrais	Caudal percolado por 1 dos vãos extremos	Dados relativos às janelas simuladas		
	Q_{Total} [m ³ /s]	$Q_{V.C.}$ [m ³ /s]	$Q_{V.E.}$ [m ³ /s]	Q [m ³ /s]	v [m/s]	i
Situação base de projeto	4×10^{-4}	1×10^{-4}	1×10^{-4}	-	-	-
Situação com intervenção total	$1,40 \times 10^{-5}$	$3,51 \times 10^{-6}$	$3,51 \times 10^{-6}$	-	-	-
Situação com intervenção parcial						
Situação de referência	$3,28 \times 10^{-4}$	$1,29 \times 10^{-6}$	$1,63 \times 10^{-4}$	-	-	-
Cenário 1	$3,77 \times 10^{-4}$	$7,05 \times 10^{-5}$	$1,18 \times 10^{-4}$	$7,02 \times 10^{-5}$	$2,46 \times 10^{-5}$	0,242
Cenário 2	$3,69 \times 10^{-4}$	$6,05 \times 10^{-5}$	$1,24 \times 10^{-4}$	$6,0 \times 10^{-5}$	$2,38 \times 10^{-5}$	0,235
Cenário 3	$3,71 \times 10^{-4}$	$5,93 \times 10^{-5}$	$1,26 \times 10^{-4}$	$5,88 \times 10^{-5}$	$2,34 \times 10^{-5}$	0,231
Cenário 4	$3,85 \times 10^{-4}$	$8,26 \times 10^{-5}$	$1,10 \times 10^{-4}$	$3,22 \times 10^{-5}$	$1,29 \times 10^{-5}$	0,128
				$5,02 \times 10^{-5}$	$1,76 \times 10^{-5}$	0,173
Cenário 5	$3,86 \times 10^{-4}$	$8,12 \times 10^{-5}$	$1,12 \times 10^{-4}$	$4,88 \times 10^{-5}$	$1,72 \times 10^{-5}$	0,169
				$3,22 \times 10^{-5}$	$1,29 \times 10^{-5}$	0,128
Cenário 6	$3,84 \times 10^{-4}$	$8,0 \times 10^{-5}$	$1,12 \times 10^{-4}$	$3,95 \times 10^{-5}$	$1,57 \times 10^{-5}$	0,155
				$4,0 \times 10^{-5}$	$1,61 \times 10^{-5}$	0,159
Cenário 7	$3,91 \times 10^{-4}$	$8,93 \times 10^{-5}$	$1,06 \times 10^{-4}$	$2,64 \times 10^{-5}$	$1,06 \times 10^{-5}$	0,105
				$3,60 \times 10^{-5}$	$1,27 \times 10^{-5}$	0,125
				$2,68 \times 10^{-5}$	$1,08 \times 10^{-5}$	0,106

Relativamente às pressões neutras, conclui-se que a “situação com intervenção total” é a que assume pressões neutras mais elevadas, o que é compreensível, uma vez que sem a existência de deficiências na cortina de estanqueidade, não são desenvolvidos alívios da pressão neutra através do movimento da água pelas janelas. Em contrapartida, a situação em que são registadas menores pressões neutras é precisamente a “situação base de projeto”, na qual a água circula livremente sem o obstáculo da implantação da cortina de estacas secantes.

No que diz respeito aos cenários considerados, constata-se uma variação das pressões neutras, sendo que as maiores variações de pressão, comparativamente com a “situação de referência”, verificam-se nos locais onde se situam as eventuais janelas. Tal fenómeno é compreensível, dado que a existência

de aberturas proporciona a passagem da água de montante para jusante, desencadeando assim um alívio da pressão nessas zonas.

Da observação do Quadro 5.24 constata-se que a máxima diferença de pressões neutras, entre os cenários e a “situação de referência”, verifica-se ao nível dessas mesmas aberturas simuladas.

Quadro 5.24 – Plano horizontal. Síntese dos resultados obtidos relativos às pressões neutras

Cenário	$\Delta_{máx}$ [kPa]	Distância à origem [m]	Intervalo onde $\Delta > 10kPa$ [m]
1	16	14	[8;28]
2	14,3	0 (*)	[0;3]
3	17,5	28 (**)	[20; 28]
4	15,4	14	[0;28]
	13,4	0	
5	15,8	14	[6;28]
	16,5	28	
6	13,5	0	[0;28]
	16,2	28	
7	13,1	0	[0;28]
	15,3	14	
	16	28	

(*) 0 m corresponde à extremidade esquerda da cortina de estanqueidade.

(**) 28 m corresponde à extremidade direita da cortina de estanqueidade.

6

MODELAÇÃO TRIDIMENSIONAL DO PROBLEMA

6.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo foca-se, como objetivo último, na análise do comportamento hidráulico de uma fundação do tipo da barragem de Crestuma-Lever com base em modelação tridimensional.

No capítulo anterior foram efetuadas análises bidimensionais segundo dois planos ortogonais, um vertical e outro horizontal, que de uma forma simplificada permitiram compreender, nas suas linhas gerais, o comportamento do fluxo numa modelação tridimensional.

No presente capítulo, com recurso à modelação tridimensional, são retomados alguns dos casos anteriormente estudados, em que se considera a possibilidade de ocorrência de defeitos na cortina de estanqueidade, e são efetuadas as correspondentes análises comparativas tomando como referência os resultados obtidos nas modelações bidimensionais. Com tal objetivo foi utilizado o *software* RS3 da Rocscience.

6.2. SOFTWARE RS3

O *software* RS3 é um programa de cálculo recente que permite análises tridimensionais (3D) de estruturas geotécnicas relativas a obras civis e de exploração mineira.

Este é um programa de análise por elementos finitos, tornando-se, por isso, uma ferramenta muitíssimo importante, na medida em que permite resolver problemas de elevado grau de complexidade, sendo portanto bastante útil para a engenharia. Através da modelação do problema, são simulados vários parâmetros e cenários, permitindo aos utilizadores uma fácil compreensão dos resultados.

De um modo geral, o *software* RS3 baseia-se na construção da geometria de um modelo através da criação de uma série de fatias, às quais podem ser atribuídas diferentes espessuras. Para cada uma das referidas fatias podem ser definidos parâmetros, como as condições de fronteira, materiais e/ou zonas escavadas, entre outros, de forma independente. Deste modo, facilmente se constroem modelos 3D complexos a partir de uma série de cortes 2D extrudidos.

O RS3 é um *software* adequado para a simulação da realização de escavações, instalação de suportes, consideração de diferentes tipos de carregamentos, incluindo cargas sísmicas, e muitos outros aspetos de modelagem. É possível desenvolver modelos com várias centenas de etapas diferentes, simulando faseamentos construtivos, que podem ser analisados.

Após o cálculo efetuado pelo programa RS3, este oferece inúmeras opções para visualizar e exibir resultados em 2D e 3D, como, por exemplo, valores dos campos de tensões, deslocamentos, deformações, vetores de fluxo, entre outros.

São diversas as aplicações em que este *software* pode ser usado. Entre elas estão, por exemplo, as relativas a barragens, aterros, escavações, paredes de contenção e túneis.

Para as análises em causa nesta dissertação interessa, essencialmente, o aspeto relacionado com a percolação da água, podendo, como resultado da modelação, ser obtidos os valores das pressões neutras na fundação. A análise da percolação está integrada com outras funcionalidades do programa, podendo esta ser usada em conjunto com as análises tenso-deformacionais, ou como uma análise independente de percolação do fluxo de água [16].

6.3. ANÁLISE TRIDIMENSIONAL

Até ao momento, na análise bidimensional, foi possível desenvolver o estudo, com base nos dados recolhidos, considerando um simples plano, vertical ou horizontal, no qual estava contida a janela ou deficiência construtiva simulada. Nesta fase, com a análise tridimensional, tem-se o modelo da cortina de estanqueidade num espaço 3D.

Simulando as eventuais janelas concentradas numa certa zona da cortina de estacas secantes procura-se não só corroborar os resultados e conclusões já tecidas no anterior capítulo, mas também compreender qual o grau de influência que a existência de uma janela provoca na restante cortina de estanqueidade. Para tal, foram considerados vários planos hipotéticos, tanto verticais (xy) como horizontais (xz).

6.3.1. DESCRIÇÃO DOS MODELOS EM ESTUDO

Para a análise tridimensional a desenvolver serão tidas em consideração três situações distintas, as quais se descrevem mais adiante.

A construção dos modelos, no programa RS3, baseia-se em três cortes tipo, com geometrias definidas, que constituem três fatias, duas das quais são exatamente iguais. As referidas fatias representam-se, seguidamente na Fig. 6.1, espaçadas entre si, para melhor perceção da modelação efetuada.

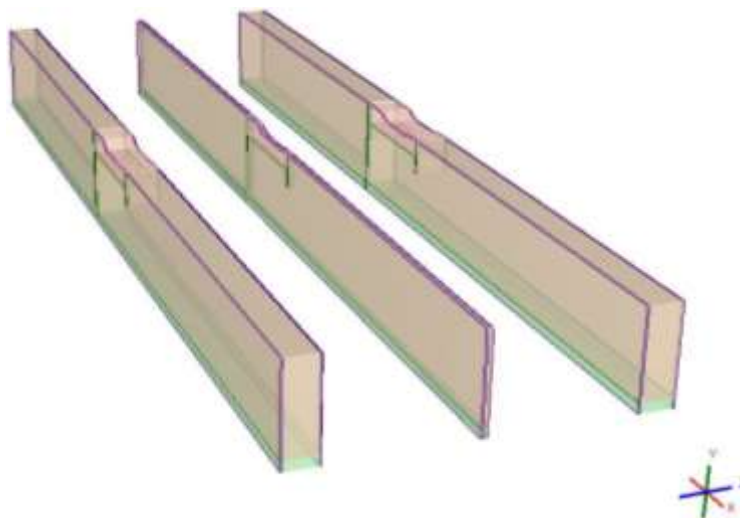


Fig. 6.1 – Representação esquemática das fatias em 3D.

6.3.1.1. Situação de referência

De forma similar às análises apresentadas no capítulo 5 foi considerada uma “situação de referência” que se caracteriza pela cortina sem qualquer tipo de deficiência. Assim sendo, o modelo corresponde às características representativas de uma cortina de estacas íntegra e cuja execução corresponde aos requisitos necessários. Esta é a situação idealizada e pretendida como resultado final.

Procedendo, então, a uma descrição mais pormenorizada da modelação, tem-se que, as três fatias apresentam a geometria correspondente a um corte vertical, com a implantação da cortina de estacas secantes a montante e sem deficiências, cumprindo a sua função de barreira ao movimento da água de montante para jusante. A largura admitida para a primeira e terceira fatias foi de 14 metros, enquadrando-se ambas nos mesmos padrões, sendo geometricamente iguais. A largura admitida para a segunda fatia foi de 2 m.

A Fig. 6.2 é representativa da geometria, em 2D, considerada no corte vertical referente às três fatias.



Fig. 6.2 – Representação esquemática da geometria das fatias 1, 2 e 3 num corte vertical.

A geometria aqui representada está, como não podia deixar de ser, em concordância com o modelo base 2D desenvolvido no capítulo anterior, no qual foi usado o *SEEP/w*. Assim, na modelação consideraram-se as paredes moldadas das cortinas corta-água com 0,8 m de espessura e 17,5 m de profundidade e a bacia de dissipação com um desenvolvimento de 55 m de comprimento e com a base a 10 m de profundidade. A cortina de estanqueidade foi simulada com 1 m de espessura e desenvolvimento vertical de 44 m, que correspondem a 40 m de camada de aluvião e 4m de maciço rochoso alterado.

Para os materiais dos elementos representados no corte, foi considerada uma permeabilidade idêntica à que foi assumida na modelação bidimensional. Assim, relembram-se seguidamente os coeficientes de permeabilidade considerados para cada um dos elementos:

- Camada aluvionar: $10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$
- Camada de rocha alterada: $10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$
- Cortina de estanqueidade: $10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$

Em relação ao material constituinte do descarregador e da cortina corta-águas houve necessidade de admitir para aquele um coeficiente de permeabilidade, uma vez que o *software* RS3, contrariamente ao *SEEP/w*, não permite por razões numéricas simular materiais impermeáveis, pelo que foi torneada a dificuldade assumindo para esse material (betão) um coeficiente de permeabilidade muito reduzido.

6.3.1.2. Situação com simulação de uma deficiência local

A “situação com simulação de uma deficiência local” apresenta similitudes com um dos cenários anteriormente já considerados na análise bidimensional, de modo a possibilitar uma análise comparativa dos resultados obtidos pelas duas vias com os *softwares* utilizados (*SEEP/w* e *RS3*).

Esta situação corresponde, em certa medida, ao cenário 2 da designada “situação com simulação de deficiências” descrito no quadro 5.2 do ponto 5.2.2.3. presente no capítulo 5. De mencionar, ainda, que a cota correspondente ao ponto médio da secção da janela que foi simulada condiz com a cota na qual foi considerado, na análise 2D, o corte do plano horizontal (-30 m).

No que diz respeito à geometria definida na primeira e terceira fatias são iguais à que se encontra representada esquematicamente na Fig. 6.2. Na segunda fatia é representada a simulação de uma janela ou deficiência local na cortina de estacas, estando igualmente representados os restantes elementos descritos anteriormente. De referir, ainda, que a largura admitida para a fatia em questão foi de cerca de 2 m. Deste modo, é de salientar que a janela aqui simulada no atravessamento da cortina de estacas tem as dimensões de 2 × 2 metros. Na Fig. 6.3 representa-se o esquema modelado, na qual surge uma abertura entre as cotas -29 m e -31 m.

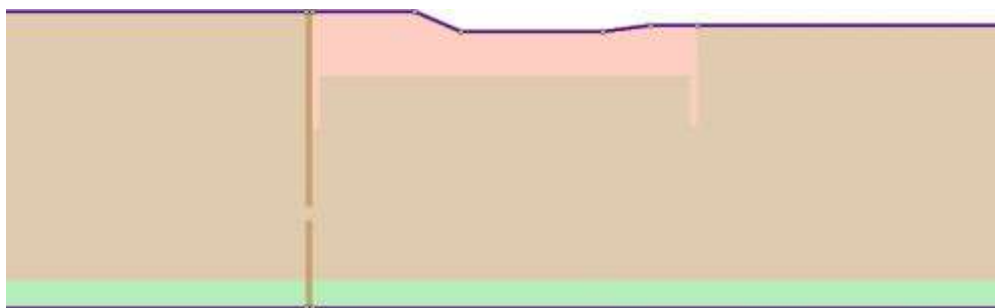


Fig. 6.3 – Representação esquemática da geometria num corte vertical da fatia 2 com deficiência local.

6.3.1.3. Situação com simulação de uma deficiência num alinhamento vertical

Esta é uma situação que procura reproduzir um caso suscetível de ocorrer aquando da execução da cortina de estacas e que pode resultar do desvio em profundidade do eixo das estacas, pretensamente verticais, ou dum deficiente posicionamento topográfico das estacas, pretensamente secantes. Em qualquer destas situações, a função da cortina de estacas como barreira à percolação da água poderá ficar algo comprometida.

Neste sentido, de modo a simular tal situação, no programa *RS3*, foi adotada uma geometria distinta para a segunda fatia (Fig. 6.4), onde o material que constitui a cortina é considerado possuir as características do material aluvionar abaixo do pé da cortina corta-águas (cota relativa -17,5 m).

A Fig. 6.4 representa a geometria considerada na segunda fatia para a situação com o defeito referido. Em relação à primeira e terceira fatias, estas assumem características e geometrias iguais às descritas nas anteriores situações em que não ocorre qualquer deficiência.



Fig. 6.4 – Representação esquemática da geometria num corte vertical da fatia 2 com deficiência num alinhamento vertical.

Importa salientar alguns aspetos como o facto de ter sido representado apenas um módulo do vão descarregador, cuja distância entre as duas faces exteriores foi considerada, por simplicidade, de 30 m, valor este que resulta da soma da largura das fatias. Constata-se, assim, uma pequena diferença em relação ao valor simulado na análise bidimensional, considerando-se no entanto que tal não compromete significativamente as principais conclusões obtidas.

Para a modelação foi usada uma malha distinta da considerada na análise efetuada no *SEEP/w*. Na utilização do *software* RS3, foi usada uma malha tetraédrica de elementos finitos com cerca de 300 elementos. De referir que foi efetuada a tentativa de correr o programa com uma malha mais refinada, contudo, nas simulações deparou-se com um inadequado aumento de tempo de cálculo além de outras dificuldades relacionadas com o *hardware*.

6.4. ANÁLISE DA SITUAÇÃO DE REFERÊNCIA

Neste ponto são focadas as análises relativas à distribuição das equipotenciais, valores de gradientes hidráulicos e distribuição das pressões neutras na face de montante da cortina de estacas, à semelhança do apresentado no capítulo anterior. No referente às pressões neutras foram selecionados diagramas representativos segundo alinhamentos verticais e horizontais de determinados planos de referência.

No que respeita às equipotenciais, dada a inexistência de deficiências na cortina de estanqueidade simulada na “situação de referência”, é espectável a ocorrência dum quase paralelismo daquelas, concentrando-se as quedas de potencial essencialmente ao longo da espessura da cortina de estacas, à semelhança do constatado no capítulo 5 referente à modelação do problema em condições bidimensionais.

Relativamente aos gradientes hidráulicos na “situação de referência” estes são, naturalmente, mais elevados no atravessamento da cortina de estacas o que não constitui em si um problema para a obra face à natureza do material da cortina (betão).

Para a análise das pressões neutras o principal objetivo foi obter, tal como efetuado no capítulo anterior, os valores das pressões neutras ao longo da face da cortina de estacas secantes para posteriormente confrontar os resultados com os anteriormente obtidos.

Para tal efeito, foram considerados alinhamentos correspondentes à interseção da face de montante da cortina de estacas com planos verticais, xy , de maneira a possibilitar a análise da evolução das pressões neutras num sentido transversal à barragem. Estes vários planos xy , identificados pelo valor da distância das suas interseções com o eixo z , foram selecionados de forma a permitir compreender a influência das janelas ou deficiências na cortina de estanqueidade. Foram considerados, para além dos

planos xy , vários planos xz identificados pelo valor da distância das suas interseções com o eixo y , a fim de, igualmente, se perceber a configuração dos diagramas de pressões neutras e estabelecer uma comparação com o obtido no capítulo anterior, nas análises segundo o plano horizontal.

A Fig. 6.5 representa todos os planos, verticais e horizontais, que foram considerados de modo clarificar o que foi dito acima.

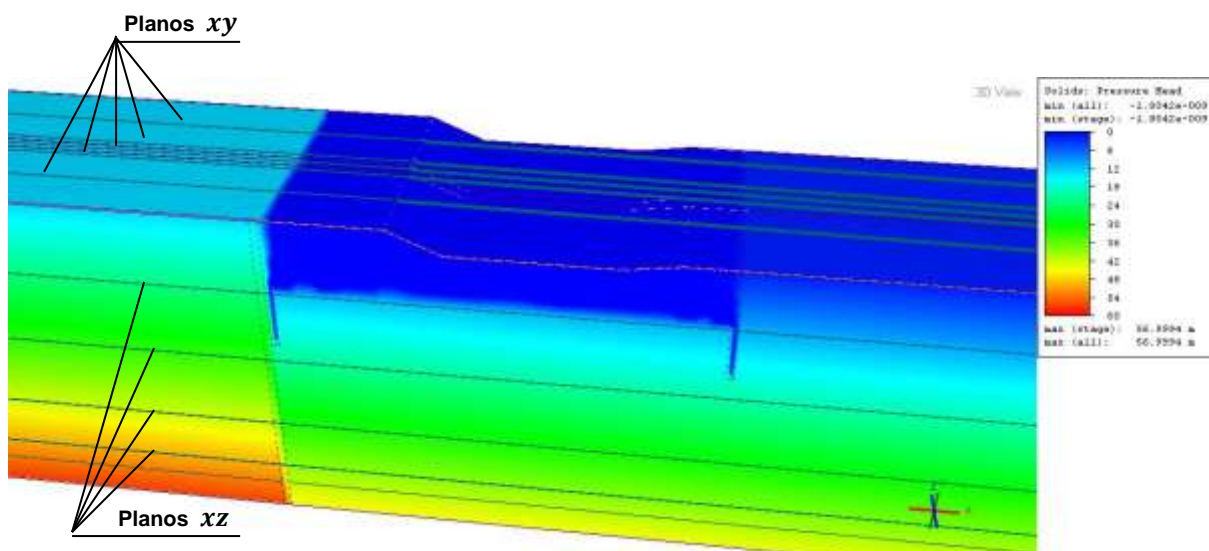


Fig. 6.5 – Representação dos planos verticais e horizontais considerados.

Os vários planos xy e xz considerados encontram-se identificados, respetivamente, nos quadros 6.1 e 6.2.

Quadro 6.1 – Identificação dos planos xy considerados

Planos	Distância no eixo do z [m]	Descrição
xy	7	Corte vertical a meio da secção da fatia 1
	13	Corte vertical na proximidade da janela (ainda na fatia 1)
	15	Corte vertical a meio da secção da fatia 2
	17	Corte vertical na proximidade da janela (na fatia 3)
	23	Corte vertical a meio da secção da fatia 3

Quadro 6.2 – Identificação dos planos xz considerados

Planos	Distância no eixo do y [m]	Descrição
xz	7	Corte horizontal à cota -37 metros
	14	Corte horizontal a meio da secção da janela, ou seja, à cota -30 metros
	24	Corte horizontal à cota -20 metros
	34	Corte horizontal à cota -10 metros

Tendo por base as análises efetuadas até ao momento, o que será espectável na “situação de referência”, no que se refere às pressões neutras atuantes na face de montante da cortina de estacas, é que as distribuições assumam uma variação praticamente linear em profundidade ao longo dos alinhamentos verticais, enquanto nos alinhamentos horizontais os diagramas de pressões deverão assumir valores constantes a cada profundidade. Apresentam-se seguidamente os resultados obtidos através do modelo e respetivas conclusões.

6.4.1. DISTRIBUIÇÃO DAS PRESSÕES NEUTRAS NA FACE DA CORTINA EM ALINHAMENTOS VERTICAIS

Relativamente aos alinhamentos verticais, correspondentes às interseções dos vários planos xy considerados com a face de montante da cortina, o que se obtém é um progressivo aumento das pressões neutras com a profundidade, constatando-se que tais diagramas de pressões neutras apresentam uma variação praticamente linear em função da profundidade, como se mostra na Fig. 6.6.

Através da observação do gráfico, é possível comprovar, ainda, a sobreposição dos valores das pressões neutras obtidos em cada um dos planos considerados.

Para uma melhor perceção da sobreposição dos diagramas de pressões neutras, as linhas que refletem a evolução das pressões encontram-se com cores distintas e com diferentes traçados.

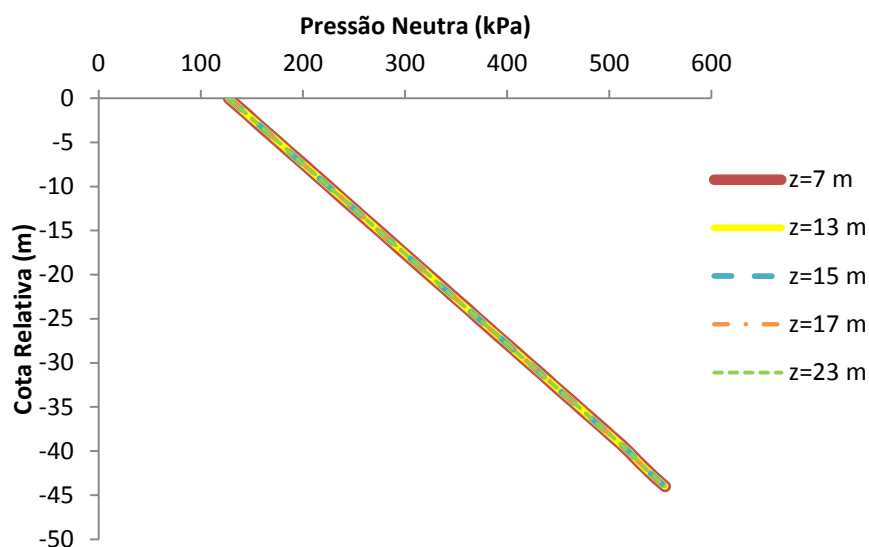


Fig. 6.6 – Gráfico representativo dos diagramas de pressões neutras em alinhamentos verticais na face da cortina – Situação de referência.

6.4.2. DISTRIBUIÇÃO DAS PRESSÕES NEUTRAS NA FACE DA CORTINA EM ALINHAMENTOS HORIZONTAIS

No que se refere aos alinhamentos horizontais, correspondentes às interseções dos planos xz com a face de montante da cortina, pode-se constatar o que era esperado. Os registos de pressões neutras nos diferentes alinhamentos considerados evidenciam uma constância dos valores ao longo da largura da cortina de estacas. A Fig. 6.7 é ilustrativa dos diagramas de pressões neutras nos quatro alinhamentos considerados nas análises.

Como facilmente se compreende, os planos mais próximos da superfície assumem valores de pressão neutra menores.

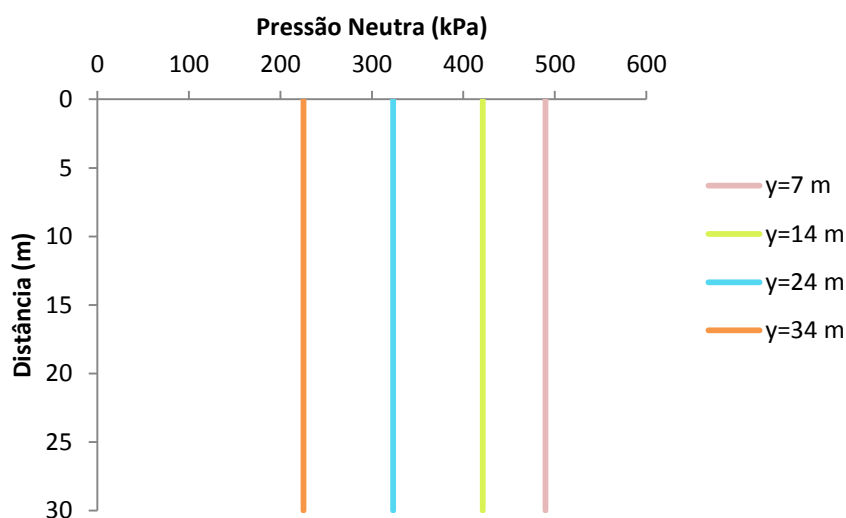


Fig. 6.7 – Gráfico representativo dos diagramas de pressões neutras em alinhamentos horizontais na face da cortina – Situação de referência.

6.5. ANÁLISE DE SITUAÇÃO COM SIMULAÇÃO DE UMA DEFICIÊNCIA LOCAL

Neste ponto são apresentados a configuração das equipotenciais, valores de gradientes hidráulicos e as distribuições das pressões da água no plano da face de montante da cortina de estacas na situação em que foi simulada uma deficiência local descrita no ponto 6.3.1.2.

6.5.1. EQUIPOTENCIAIS

Este cenário em análise consta, como já referido, na simulação de uma janela entre as cotas -29 m e -31 m, o que terá alguma similitude com o cenário 2 da análise bidimensional segundo o plano vertical, situação esta abordada no capítulo 5.

Na Fig. 6.8 é apresentada uma perspectiva com a representação de dois dos planos xy e xz tomados como referência. Estes dois planos contêm o eixo central da janela simulada, e como tal, o plano xy caracteriza-se pela distância $z = 15\text{ m}$ e o plano xz caracteriza-se pela distância $y = 14\text{ m}$ (cota -30m).

É importante referir que a origem do referencial foi considerada no canto inferior esquerdo do modelo 3D definido. O valor da queda entre superfícies consecutivas de igual potencial representada na Fig. 6.8 é de 0,15 m.

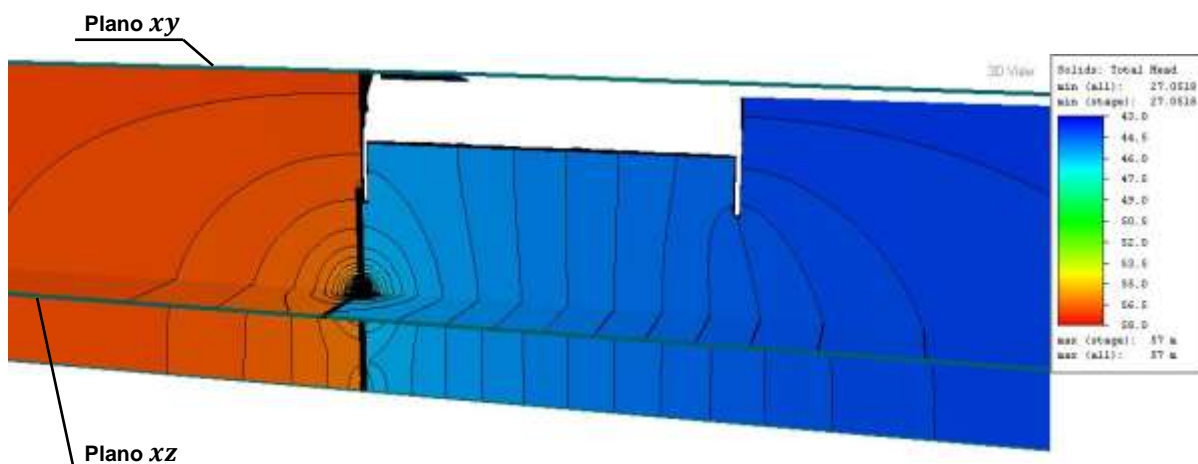


Fig. 6.8 – Representação das superfícies equipotenciais nos planos xy e xz . Situação com deficiência local.

Relativamente ao plano xy , representado na Fig. 6.8, este corresponde a um corte vertical pelo eixo central da segunda fatia e, como tal, situa-se a meio da secção da janela simulada. Neste plano foi recolhida a informação acerca do comportamento das equipotenciais, constatando-se uma concentração destas em torno da janela simulada. Deste modo, verifica-se alguma similitude com o anteriormente obtido na análise bidimensional efetuada com o *software SEEP/w*. A Fig. 6.9 representa o corte vertical contendo a interseção das equipotenciais com o referido plano xy .

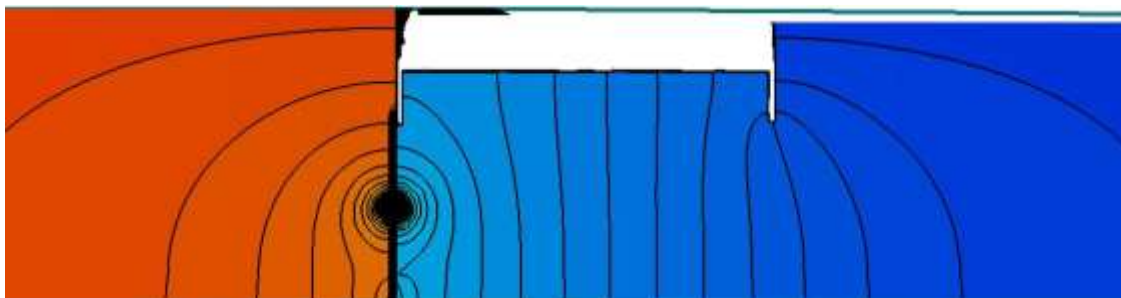


Fig. 6.9 – Representação das equipotenciais no plano xy com $z = 15\text{ m}$. Situação com deficiência local.

No que se refere ao plano xz , este corresponde a um corte horizontal que cruza a meia secção da janela simulada à cota -30 m , que por sua vez está em concordância com o corte horizontal considerado nas análises bidimensionais efetuadas anteriormente. Através da observação da Fig. 6.10, que traduz a interseção das superfícies equipotenciais com este plano, pode-se constatar que os resultados apresentam alguma similitude com os obtidos na análise bidimensional descrita no capítulo anterior.

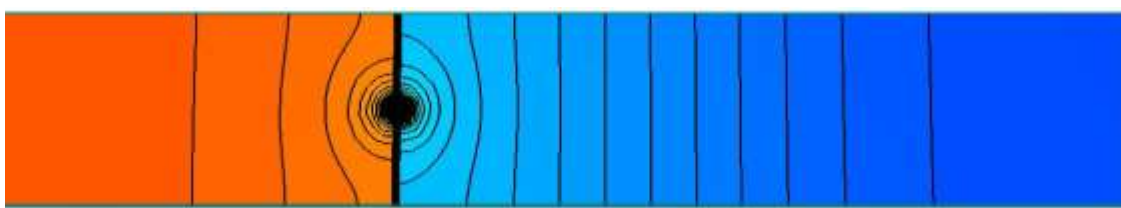


Fig. 6.10 – Representação das equipotenciais no plano xz com $y = 14\text{ m}$ (cota: -30 m). Situação com deficiência local.

Da análise das Figuras 6.9 e 6.10 conclui-se de imediato que as linhas de fluxo convergem para o espaço da janela, registrando-se aí o máximo gradiente hidráulico.

Para a obtenção do valor médio desse gradiente hidráulico no percurso correspondente ao atravessamento da janela da cortina de estacas houve que considerar a espessura desta ($l = 1\text{ m}$) e obter os valores das cargas hidráulicas em pontos do eixo da janela dispostos no alinhamento da face de montante ($H_{montante}$) e da face de jusante ($H_{jusante}$) da cortina de estanqueidade. Assim, o gradiente hidráulico foi então calculado pela expressão:

$$i = \frac{H_{montante} - H_{jusante}}{l}, \quad (6.1)$$

obtendo-se o resultado de 3,5.

De registrar que os valores máximos do gradiente hidráulico obtidos na mesma região, aquando das análises bidimensionais, foram 0,774 para o cenário 2 da análise no plano vertical e 0,242 para o cenário 1 da análise no plano horizontal. Conclui-se, assim, que a análise tridimensional conduz a valores substancialmente mais gravosos do que as análises bidimensionais tomadas como referências equivalentes.

6.5.2. PRESSÕES NEUTRAS

Tendo por base os alinhamentos descritos no ponto 6.4, foram analisados os diagramas de pressões neutras na face da cortina de estanqueidade para a situação em que é considerada a existência de uma janela isolada no centro da cortina.

6.5.2.1. Distribuição das pressões neutras na face da cortina no alinhamento dos planos verticais

Para os diferentes alinhamentos verticais considerados na face da cortina foram obtidos os diagramas de pressões neutras que se representam na Fig. 6.11.

Da observação da Fig. 6.11 é possível constatar a existência de alguma analogia dos resultados agora obtidos com os apresentados no anterior capítulo referente à análise bidimensional. São tecidos, a seguir, alguns comentários relativos à análise tridimensional.

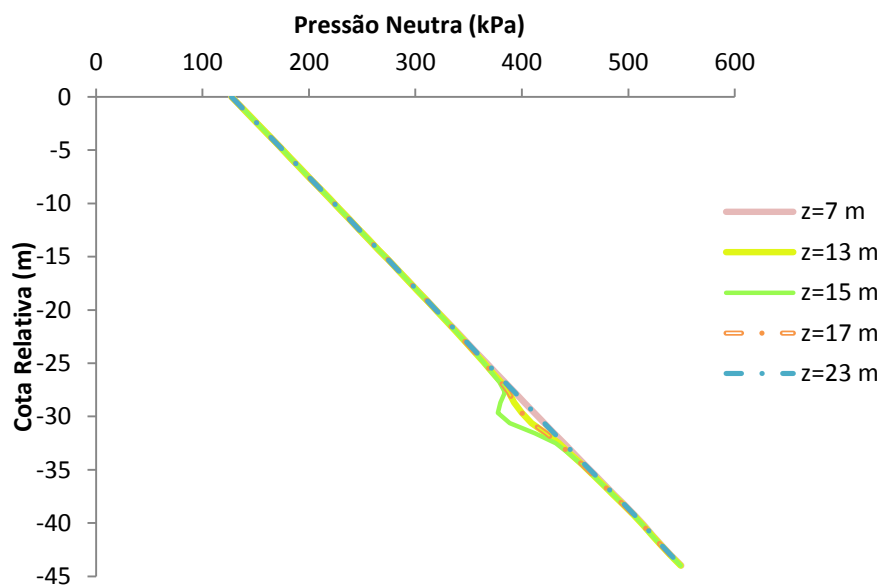


Fig. 6.11 – Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras nos diferentes alinhamentos verticais. Situação com deficiência local.

- Alinhamento vertical com $z = 7 \text{ m}$

Este alinhamento é representativo de uma zona em que a cortina de estacas é homogênea e o eixo da abertura encontra-se a uma distância de 8 m. Para esta situação verifica-se não haver praticamente a influência da existência da janela nas pressões da água ao longo deste alinhamento. Tal conclusão é evidenciada pela linha correspondente representada a cor-de-rosa no gráfico da Fig. 6.11.

Denota-se, ainda, um aumento progressivo da pressão neutra com a profundidade, verificando-se a linearidade ao longo da face da cortina de estacas.

- Alinhamento vertical com $z = 13 \text{ m}$

Trata-se de uma zona em que é sentida a influência da janela existente cujo eixo se situa a uma distância de 2 m. Dada esta proximidade entre o referido alinhamento e a abertura simulada, a

respetiva linha presente no gráfico (representada a amarelo), evidencia uma variação da pressão entre as cotas -29 m e -31 m, que está em correspondência com a posição altimétrica da abertura.

Assim, e explorando a informação obtida e patente no gráfico, constata-se que até à cota -20 m as pressões mantêm-se coincidentes com o anteriormente registado no plano onde $z = 7$ m, iniciando-se depois uma insignificante diferença de pressões que se vai agravando, sendo que a máxima diferença de pressões neutras registada é de aproximadamente 12 kPa e ocorre à cota -31 m.

Seguidamente, e ultrapassada em profundidade a cota da base da janela, as duas linhas voltam a aproximar-se uma da outra, com o retomar da homogeneidade da cortina de estanqueidade, chegando novamente a coincidir com o registado no plano em que $z = 7$ m.

- Alinhamento vertical com $z = 15$ m

No que diz respeito ao alinhamento vertical que intersesta o eixo z a uma distância de 15 m, este corresponde ao plano que cruza o eixo da própria janela e, por isso, é evidente na linha do gráfico, representada a verde, uma saliência que traduz um alívio da pressão devido, precisamente, à existência da janela.

Neste caso, até à cota -19 m as pressões neutras registadas coincidem com a situação em que a cortina é homogênea e, portanto, não é sentida a influência da janela. A partir da cota -20 m verifica-se uma ligeira diferença de pressões, sendo cada vez mais significativa.

Analisando a informação obtida verifica-se que há, naturalmente, uma considerável diferença do valor das pressões neutras entre as cotas -29 m e -31 m, sendo que a máxima diferença é de 34 kPa registada à cota relativa de -30 m.

Quanto aos alinhamentos verticais cujo valor de z é de 17 m e 23 m, verifica-se que os valores das pressões, como seria espectável, são praticamente iguais aos que foram determinados nos planos cujo valor de z é de 13 m e 7 m, respetivamente. Através da observação do gráfico é possível verificar que as linhas a tracejado coincidem com as linhas a cheio, no que diz respeito aos alinhamentos mencionados, e tal deve-se à simetria do esquema que foi simulado.

6.5.2.2. Distribuição das pressões neutras na face da cortina no alinhamento dos planos horizontais

Foi também efetuada a análise dos resultados em alinhamentos determinados pelas interseções dos planos horizontais, xz , com a face da cortina. Foram considerados diferentes alinhamentos horizontais e, para estes, obtiveram-se os traçados dos diagramas de pressões neutras representados na Fig. 6.12.

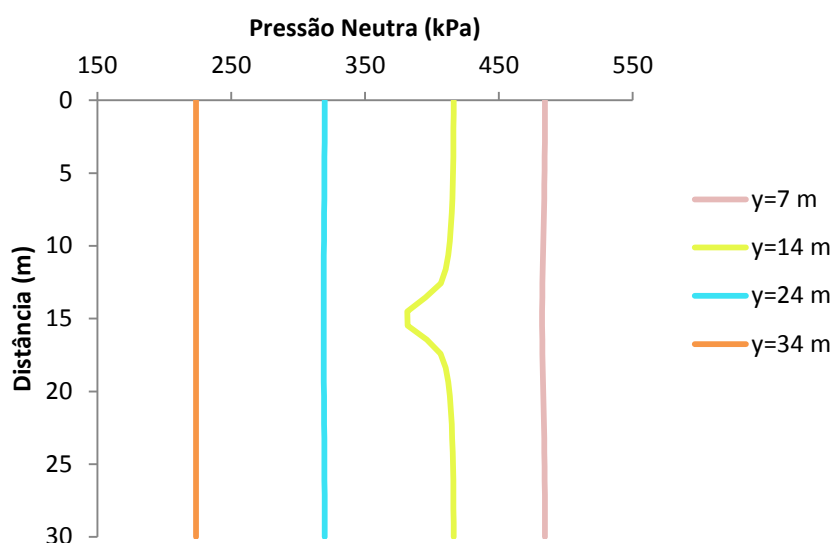


Fig. 6.12 – Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras nos diferentes alinhamentos horizontais. Situação com deficiência local.

De forma semelhante ao ponto anterior, seguidamente são tecidos comentários relativos às análises efetuadas com base na informação recolhida e dos respetivos gráficos resultantes.

- Alinhamento horizontal com $y = 7 \text{ m}$

Num alinhamento horizontal situado a uma distância de 7 m da origem do eixo y (cota -37 m) e, portanto, já relativamente próximo da cota do eixo da abertura simulada, verificam-se valores de pressões neutras que rondam entre os 482 e os 484 kPa. Note-se que neste alinhamento a cortina de estacas é, ainda, totalmente homogénea.

Apesar de não ser muito evidente no gráfico (linha representada a cor-de-rosa), é possível constatar, através dos dados obtidos, que a pressão vai diminuindo com o aproximar do centro da cortina de estacas, onde se encontra a janela. A menor pressão, de valor 482 kPa ocorre às distâncias z de 14, 15 e 16 metros, isto é, na prumada da janela simulada.

- Alinhamento horizontal com $y = 14 \text{ m}$

Este alinhamento horizontal é definido a uma altura y de 14 m, situando-se portanto, à cota -30 m, a que corresponde o plano horizontal, xz , que contém o eixo médio da janela. Da observação do gráfico representado na Fig. 6.12, verifica-se uma depressão na correspondente linha (a amarelo) que traduz um alívio da pressão neutra provocado pela existência da janela.

As pressões neutras registadas neste plano variam entre 382 kPa e os 416 kPa, sendo que a menor pressão neutra, de valor 382 kPa, verifica-se à distância de 15 m, isto é, exatamente na prumada contendo o eixo da janela.

- Alinhamento horizontal com $y = 24 \text{ m}$

Este é um alinhamento que se encontra a uma distância de 10 m acima do alinhamento anterior, o qual se sobrepunha ao eixo da janela. Embora não seja claro no gráfico representado, através da análise dos valores obtidos no programa, constata-se que ainda é sentida alguma influência da abertura simulada.

A variação das pressões neutras ao longo do alinhamento é muito pouco significativa, situando-se entre 319 kPa e 320 kPa.

- Alinhamento horizontal $y = 34 \text{ m}$

Por fim, neste alinhamento horizontal, já distante da cota onde se situa a janela, não é sentida praticamente a influência desta, verificando-se uma pressão neutra de 224 kPa praticamente constante ao longo do alinhamento.

É de referir que o aumento da pressão na cortina de estanqueidade decorre do aumento da profundidade.

6.5.2.3. Considerações sobre a análise tridimensional

Neste ponto procura-se estabelecer uma comparação entre os resultados obtidos nas análises bidimensional e tridimensional. Este confronto de resultados tem por base a análise dos valores referentes às máximas diferenças de pressões neutras registadas, bem como o grau de influência da presença da janela na cortina de estanqueidade.

É de salientar que este confronto de resultados centra-se no alinhamento do plano vertical, xy , com distância do eixo do z de 15 m, e no alinhamento do plano horizontal, xz , com distância do eixo dos y de 14 m, tratando-se pois dos dois planos ortogonais que interseitam a meia secção da janela simulada.

Assim, as análises apresentadas no capítulo 5 que, para efeitos comparativos, poderão ter alguma similitude com as referidas no parágrafo anterior correspondem, respetivamente, às situações das análises bidimensionais de percolação simuladas do cenário 2 no plano vertical (Fig. 5.8) e do cenário 1 no plano horizontal (Fig. 5.32).

- Alinhamento do plano vertical, xy , com $z = 15 \text{ m}$

O Quadro 6.4 traduz os resultados obtidos da máxima diferença de pressões neutras verificada com a respetiva situação de referência, para as análises bidimensional e tridimensional.

Quadro 6.3 – Plano vertical. Situações 2D e 3D

	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (kPa)	Cota Relativa (m)
Cenário 2 (2D)	39,2	-31
Situação em estudo (3D)	34	-30

Verifica-se uma ligeira diferença nos valores das máximas diferenças de pressões neutras registadas entre as respetivas situações de referência. A cota onde se constata essa máxima diferença é próxima, coincidindo aproximadamente com a cota relativa da abertura simulada.

Relativamente ao grau de influência da janela na face da cortina de estacas, os resultados obtidos diferenciam-se nas duas análises. Constata-se, pela análise tridimensional, que a influência da janela ao longo da face da cortina não é tão significativa como na análise bidimensional. Tal diferença era esperada, uma vez que na análise tridimensional é simulada uma deficiência na cortina de estanqueidade de dimensões relativamente reduzidas, enquanto na análise bidimensional tomada para termo de comparação, tem-se um defeito que equivale, num modelo tridimensional, a possuir um desenvolvimento que se estende a toda a largura da cortina.

Conclui-se, assim, que para a simulação duma deficiência local, a análise bidimensional conduz a resultados pouco realistas, quando comparados com os resultados da análise tridimensional, uma vez que indicia áreas onde se fazem sentir os efeitos da deficiência com dimensões excessivas.

A Fig. 6.13 é representativa dos diagramas de pressões neutras das análises bidimensional e tridimensional, onde é patente o nível de influência da existência da janela na cortina de estacas.

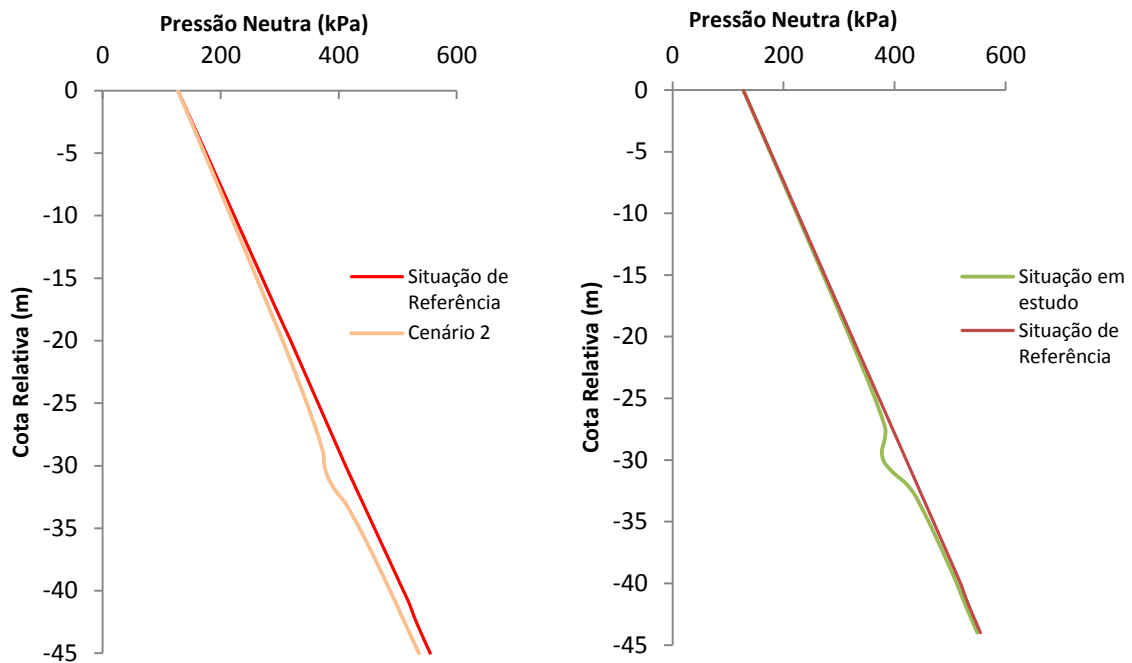


Fig. 6.13 – Alinhamento vertical pelo eixo da janela. Gráfico representativo dos diagramas de pressões neutras: a) análise bidimensional e b) análise tridimensional.

- Alinhamento do plano horizontal, xz , com $y = 14 \text{ m}$

O Quadro 6.5 representa os valores das máximas diferenças de pressões neutras nas análises 2D e 3D reportadas às respetivas situações de referência, bem como a distância à origem da cortina de estacas em que essa diferença é registada.

Quadro 6.4 – Plano horizontal. Situações 2D e 3D

	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (kPa)	Distância (m)
Cenário 1 (2D)	16	14
Situação em estudo (3D)	39,5	14,5

A máxima diferença de pressões neutras na situação em estudo (3D) é significativamente superior à registada entre o cenário 1 da análise bidimensional, contudo em ambas as simulações o valor máximo verifica-se no ponto correspondente ao eixo médio da cortina de estanqueidade.

Na Fig.6.14 representam-se os diagramas de pressões neutras relativos às situações de referência e com simulação de uma deficiência local para os diferentes planos horizontais considerados na análise tridimensional. Comparando com os resultados da Fig. 6.14 com o evidenciado na Fig. 5.40, correspondente ao cenário 1 analisado no capítulo 5, referente à análise bidimensional, é possível afirmar que o grau de influência da janela é fortemente sobrevalorizado aquando das simulações conduzidas por esta via. Assim, pode afirmar-se que, para o presente caso, as análises bidimensionais são bastante menos precisas do que as correspondentes análises tridimensionais.

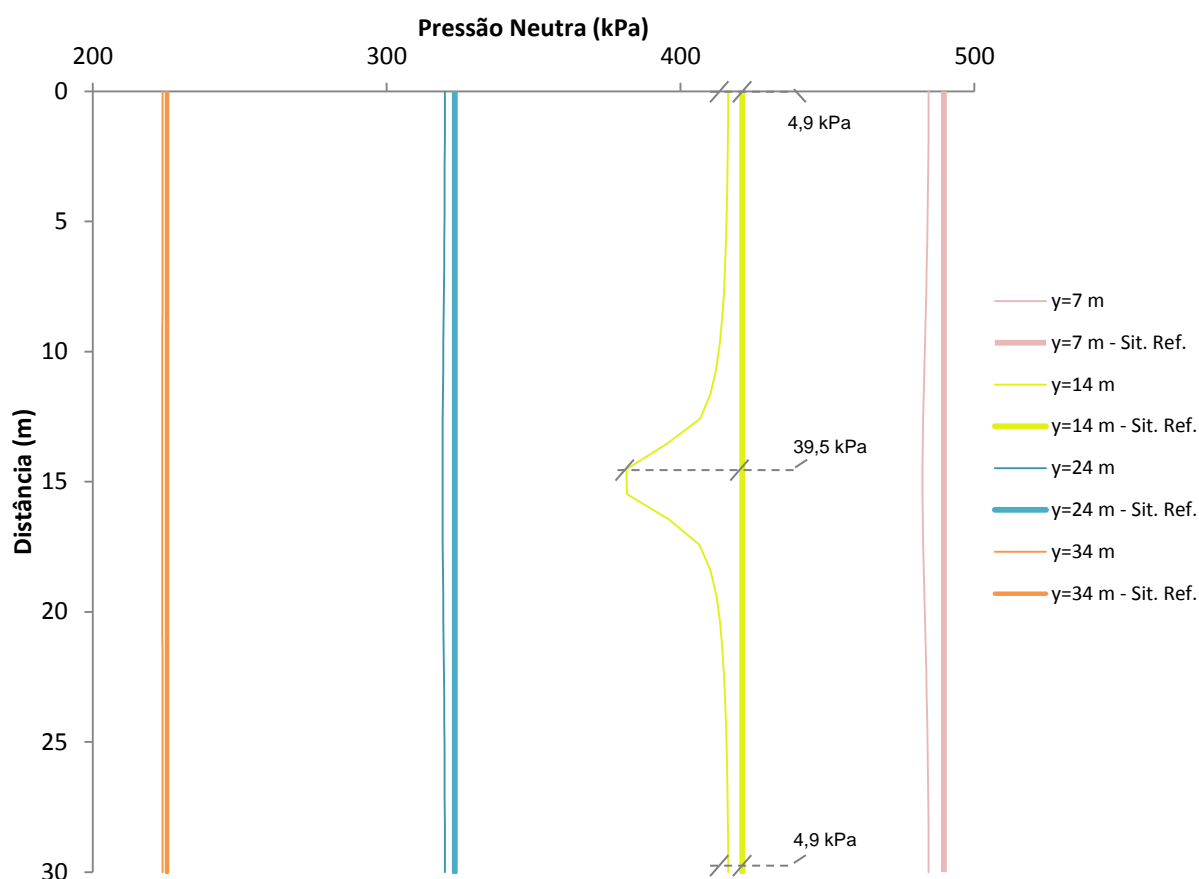


Fig. 6.14 – Alinhamentos horizontais a diferentes cotas. Gráfico representativo dos diagramas de pressões neutras na análise tridimensional. Situação com deficiência local.

6.6. ANÁLISE DE SITUAÇÃO COM SIMULAÇÃO DE DEFICIÊNCIA NUM ALINHAMENTO VERTICAL

De forma semelhante à situação descrita em 6.5, neste ponto são também apresentados a configuração das equipotenciais, valores de gradientes hidráulicos e, ainda, as distribuições de pressões neutras em alinhamentos verticais da face de montante da cortina de estacas quando é considerada uma deficiência da cortina ao longo duma faixa vertical correspondente à segunda fatia do modelo tridimensional.

6.6.1. EQUIPOTENCIAIS

Este cenário em análise centra-se na simulação da ausência da cortina de estacas abaixo da cota relativa de -17,5 m numa faixa central de 2 m de largura (correspondente à largura da segunda fatia).

À semelhança do representado na Fig. 6.8, é mostrada na Fig. 6.15 uma perspetiva com a representação das superfícies de equipotenciais segundo dois planos xy e xz , tomados como referência. De referir que o intervalo entre quedas de superfícies de equipotenciais consecutivas é de 0,15 m.

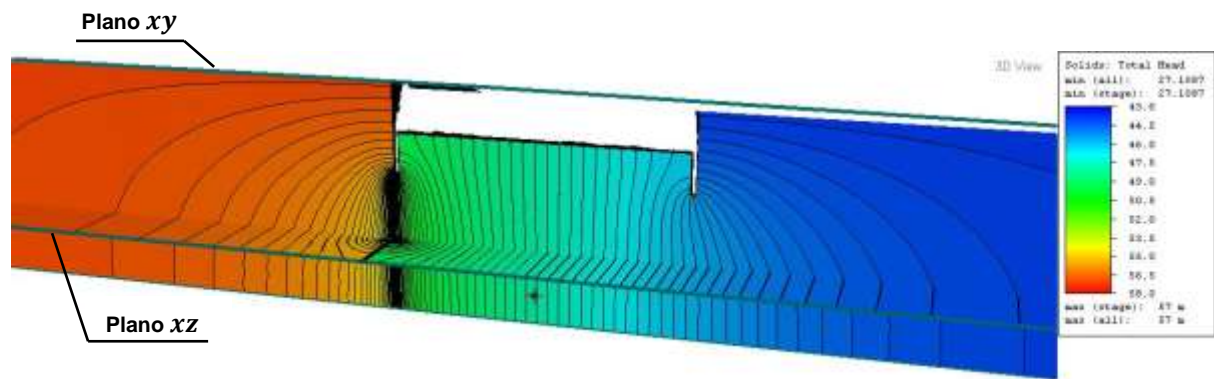


Fig. 6.15 – Representação das superfícies equipotenciais nos planos xy e xz . Situação com deficiência num alinhamento vertical.

No que se refere ao plano xy , representado na Fig. 6.15, este corresponde ao plano vertical que contém o eixo médio da segunda fatia e, como tal, representa a faixa da zona simulada com deficiência da cortina de estanqueidade. Da observação dos resultados obtidos constata-se a concentração das superfícies equipotenciais imediatamente abaixo do muro corta-águas onde o material (aluvião) tem uma permeabilidade superior à da cortina. A Fig 6.16 representa o corte vertical com a interseção das equipotenciais no referido plano xy .

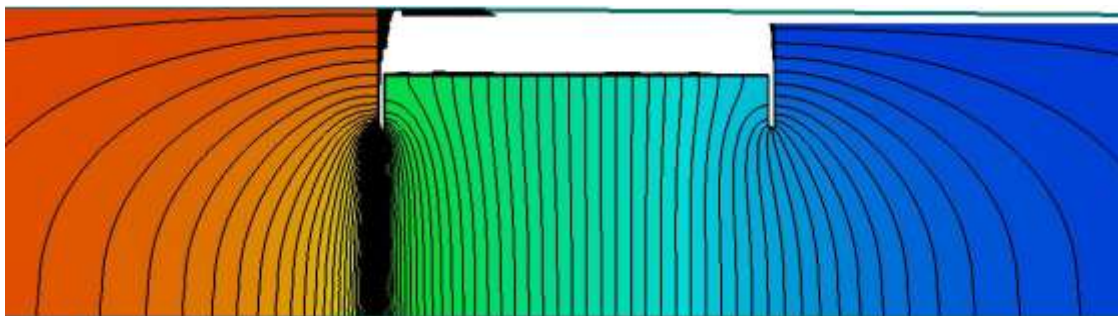


Fig. 6.16 – Representação das equipotenciais no plano xy com $z = 15$ m. Situação com deficiência num alinhamento vertical.

O plano horizontal xz corresponde a um simples corte à cota -30 m, igualmente considerado na situação anteriormente analisada respeitante à deficiência local.

Numa análise comparativa entre as Figuras 6.10 e 6.17 constata-se que, sendo igual o número total de quedas de potencial nas duas situações, ocorre forçosamente, nesta última, uma menor concentração das superfícies equipotenciais nas imediações da zona com deficiência da cortina de estacas, pelo que os gradientes hidráulicos no espaço correspondente à espessura da cortina serão menores.

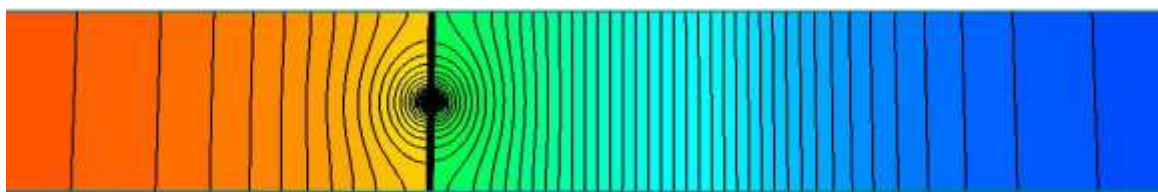


Fig. 6.17 – Representação das equipotenciais no plano xz com $y = 14$ m (cota: -30 m). Situação com deficiência num alinhamento vertical.

Obtidos os valores das cargas hidráulicas nos pontos dispostos no alinhamento vertical da face de montante ($H_{montante}$) e no alinhamento vertical da face de jusante ($H_{jusante}$) da cortina de estacas verifica-se que o máximo gradiente hidráulico assume um valor de 1,79, à cota relativa de -18 m, ou seja, logo após a base do muro corta-águas, diminuindo gradativamente em profundidade até um valor de 1,02 registado à cota -43 m. Os valores apresentados dos gradientes hidráulicos foram obtidos recorrendo à expressão 6.1.

6.6.2. PRESSÕES NEUTRAS

Para a análise dos diagramas de pressões neutras na face montante da cortina de estanqueidade para a situação em que é simulada uma deficiência numa faixa vertical foram considerados os alinhamentos, verticais e horizontais, já anteriormente descritos.

6.6.2.1. Distribuição das pressões neutras na face da cortina no alinhamento dos planos verticais

Na Fig. 6.18 são representados os diagramas de pressões neutras obtidos para os diferentes alinhamentos verticais considerados.

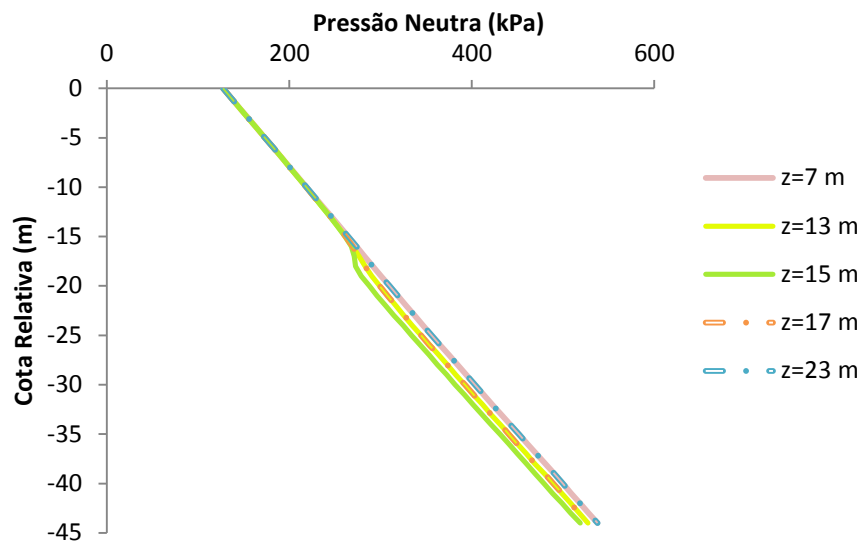


Fig. 6.18 – Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras dos diferentes alinhamentos verticais. Situação com deficiência num alinhamento vertical.

Da observação da Fig. 6.18, e correspondente análise, resultam os seguintes comentários relativos aos diagramas de pressões da análise tridimensional:

- Alinhamento vertical com $z = 7 \text{ m}$

Este alinhamento correspondente ao eixo médio da primeira fatia, onde a cortina de estanqueidade é homogênea e na qual este alinhamento está relativamente afastado da zona onde foi simulado o defeito na cortina de estacas. Constatase, através da leitura da Fig. 6.18, uma diminuta influência do defeito no alinhamento da cortina de estacas, verificando-se ainda uma variação praticamente linear, em função da profundidade, da distribuição das pressões da água ao longo do alinhamento.

Comparando estes resultados com os obtidos na “situação de referência” da presente análise tridimensional (Fig. 6.6) constata-se uma ligeira diferença dos valores das pressões neutras, sendo que as pressões para o cenário de referência apresentam valores superiores. A máxima diferença verificada é de cerca de 19 kPa.

- Alinhamento vertical com $z = 13 \text{ m}$

Este é um alinhamento já nas imediações da zona onde foi simulada a deficiência numa faixa vertical da cortina de estacas.

Embora não sendo muito evidente, a Fig. 6.18 traduz, em relação ao registado no alinhamento anterior, uma ligeira diminuição da pressão neutra (sendo a maior diferença de pressões entre estes dois alinhamentos de 12 kPa) ao longo deste alinhamento a partir da cota -17,5 m, profundidade a partir da qual foi simulada a deficiência da cortina de estacas. Em cotas superiores a esta, os valores das pressões neutras são idênticos aos registados no alinhamento vertical com $z = 7 \text{ m}$.

- Alinhamento vertical com $z = 15 \text{ m}$

No que se refere ao alinhamento vertical que intersesta o eixo z a uma distância de 15 m , este corresponde à interseção do plano vertical que coincide com o plano médio da segunda fatia na qual se encontra simulado o defeito da cortina.

Pela observação da Fig. 6.18, é evidente a diminuição da pressão a partir da cota relativa $-17,5 \text{ m}$. Através dos resultados obtidos constata-se que a diferença de pressão registada entre o alinhamento vertical com $z = 7 \text{ m}$ e este alinhamento vertical é aumentada gradualmente a partir dessa mesma cota ($-17,5 \text{ m}$), sendo que a máxima diferença atinge, aproximadamente, o valor de 22 kPa .

Relativamente aos alinhamentos verticais com $z = 17 \text{ m}$ e $z = 23 \text{ m}$, verificam-se resultados similares aos que foram determinados nos alinhamentos verticais contidos nos planos com $z = 13 \text{ m}$ e $z = 7 \text{ m}$, respetivamente. As linhas representadas a tracejado na Fig. 6.18, patenteiam o referido anteriormente.

6.6.2.2. Distribuição das pressões neutras na face da cortina no alinhamento dos planos horizontais

De forma similar ao exposto no ponto anterior, foi feito o mesmo tipo de análise dos diagramas de pressões neutras (Fig.6.19) para os alinhamentos horizontais na face da cortina.

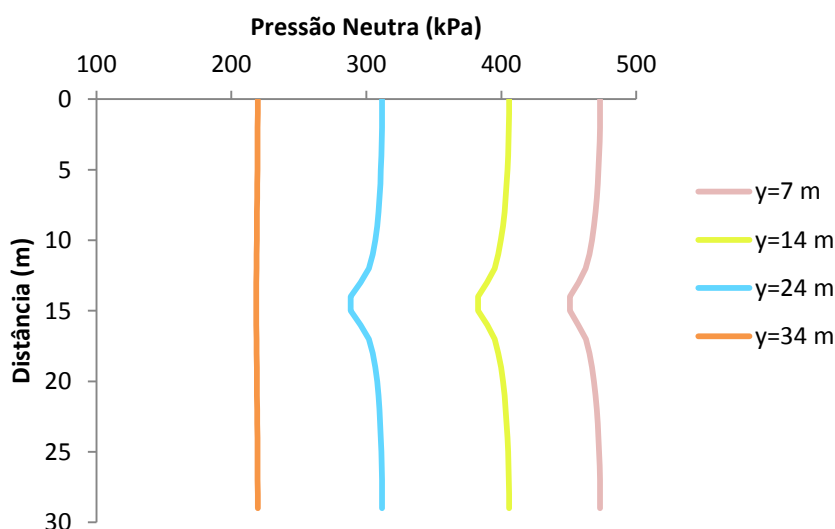


Fig. 6.19 – Gráfico representativo do diagrama de pressões neutras dos diferentes alinhamentos horizontais.
Situação com deficiência num alinhamento vertical.

Seguidamente são mencionados os comentários e conclusões da análise dos resultados efetuada com base na informação recolhida e dos respetivos gráficos.

- Alinhamento horizontal com $y = 7 \text{ m}$

Num alinhamento horizontal coincidente com a cota relativa de -37 m , verifica-se uma depressão mais acentuada no local da segunda fatia onde foi simulada a deficiência. Esta diminuição de pressão neutra

deve-se, como já constatado em situações semelhantes, à passagem da água que é facilitada pela existência do defeito na cortina de estanqueidade.

O valor mínimo da pressão registada é de 451 kPa verificado no eixo médio da cortina ($z = 15\text{ m}$). A máxima pressão neutra registada verifica-se, naturalmente, nas extremidades da cortina de estacas, assumindo o valor de 473 kPa.

- Alinhamento horizontal com $y = 14\text{ m}$

Este alinhamento é definido a uma altura de 14 m do eixo y que corresponde a uma cota relativa de -30 m. Da observação do gráfico da Fig. 6.19 é, ainda, visível a depressão no local da segunda fatia pelas mesmas razões mencionadas acima. No entanto, o mínimo valor da pressão registada é ligeiramente inferior ao verificado no anterior alinhamento, assumindo o valor de 383 kPa ao nível do eixo médio da cortina.

Também nas extremidades da cortina os valores das pressões são inferiores ao caso do alinhamento antes considerado, sendo o valor aproximadamente de 406 kPa.

- Alinhamento horizontal com $y = 24\text{ m}$

Ainda neste alinhamento é constatável o efeito da deficiência da cortina, verificando-se a ocorrência de idêntica depressão na sua central. Aqui regista-se o valor mínimo de 288 kPa da pressão da água, enquanto as máximas pressões, com o valor de 312 kPa, ocorrem nas extremidades da cortina.

Neste alinhamento horizontal regista-se uma variação de pressões neutras menos significativa em comparação com as verificadas nos alinhamentos antecedentes.

- Alinhamento horizontal com $y = 34\text{ m}$

Neste alinhamento horizontal não é sentida qualquer depressão. Tal deve-se ao facto deste plano corresponder a uma zona em que a cortina se mantém em boas condições de execução sem a existência de deficiências. Ao longo do alinhamento verifica-se uma variação da pressão neutra muito diminuta, situada entre 218 kPa e 220 kPa, sendo que o menor destes valores regista-se a meio da secção da segunda fatia, isto é, no alinhamento da zona onde é simulada a deficiência.

6.6.2.3. Considerações sobre a análise tridimensional

Neste ponto fazem-se algumas considerações relacionadas com o conjunto de resultados obtidos nas simulações efetuadas. Para uma melhor perceção da análise comparativa das diversas situações, privilegiaram-se as representações dos diagramas de pressões da água ao longo de alinhamentos horizontais definidos a diferentes cotas.

Na Fig. 6.20 são representados os diagramas de pressões na face da cortina para a situação de referência e para a situação em que é simulada a deficiência ao longo dum alinhamento vertical situado a eixo do vão e abaixo da cota - 17,5 m.

Ressalta da análise da Fig. 6.20 que a diferença de pressões entre as duas situações assume maior expressão nos alinhamentos horizontais que intersejam a zona em que foi simulada a deficiência na cortina de estacas. Para os alinhamentos situados às cotas -37 m ($y = 7\text{ m}$), -30 m ($y = 14\text{ m}$),

-20 m ($y = 24$ m) registaram-se, respetivamente, diferenças máximas de pressões de 39 kPa, 38 kPa e 35 kPa, e diferenças mínimas de pressões com valores de 16 kPa, 15 kPa e 11 kPa.

No que se refere ao alinhamento horizontal à cota -10 m ($y = 34$ m) a diferença de pressões neutras é pouco significativa, variando apenas entre 6 a 7 kPa.

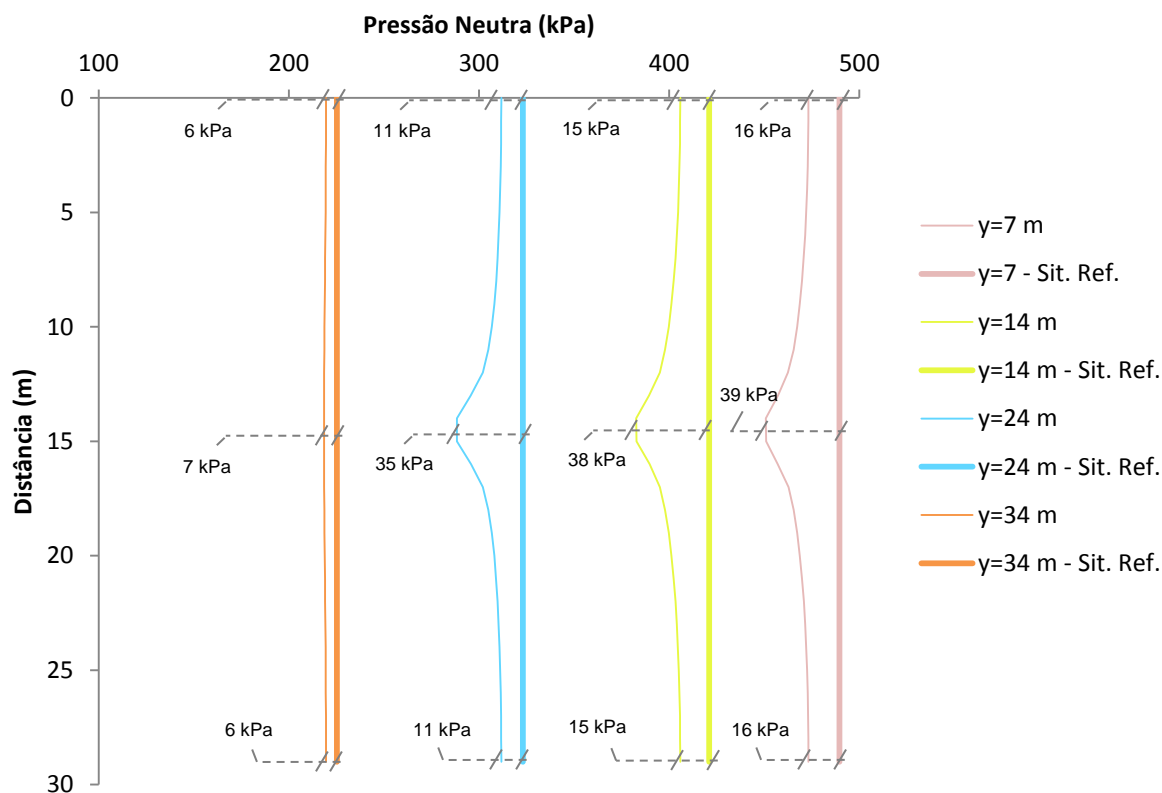


Fig. 6.20 – Gráfico representativo dos diagramas de pressões neutras em alinhamentos horizontais a diferentes cotas para as situações de referência e com simulação de uma deficiência num alinhamento vertical.

Na Fig. 6.21 são representados os diagramas de pressões na face da cortina para a situação com a simulação de deficiência local e para a situação em que é simulada a deficiência ao longo dum alinhamento vertical situado a eixo do vão e abaixo da cota -17,5 m.

Da análise da Fig. 6.21 ressalta a similitude da forma dos diagramas de pressões no alinhamento situado à cota -30 m ($y = 14$ m). Na zona correspondente à interseção da cortina com as deficiências, o valor das pressões é idêntico para as duas situações. À medida que nos afastamos do eixo da cortina verificam-se diferenças de pressões entre as situações simuladas.

No correspondente às cotas -37 m ($y = 7$ m) e -20 m ($y = 24$ m) os diagramas de pressão correspondentes às duas simulações têm formas bastante distintas, sendo atenuado o efeito da deficiência da cortina quando da situação correspondente à deficiência local.

No que se refere ao alinhamento horizontal à cota -10 m ($y = 34 \text{ m}$), contata-se uma diferença de pressões neutras pouco significativa entre as duas situações referidas, cujos valores variam entre 4 kPa e 5 kPa.

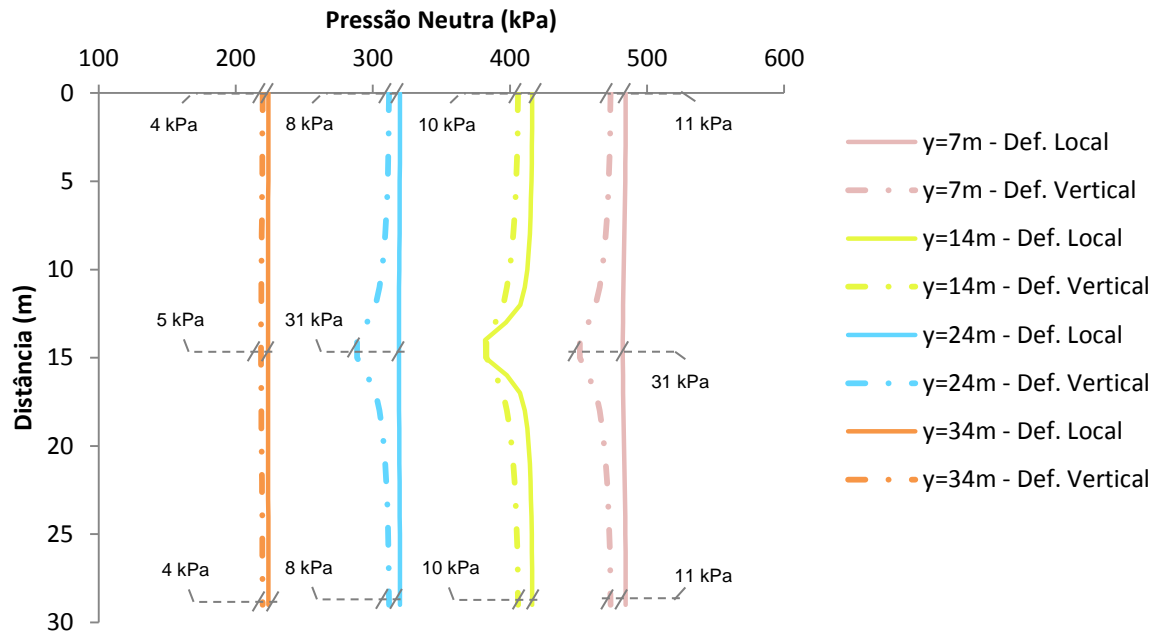


Fig. 6.21 – Gráfico representativo dos diagramas de pressões neutras em alinhamentos horizontais a diferentes cotas para as situações com simulação duma deficiência local e com simulação de uma deficiência num alinhamento vertical.

7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como principal objetivo a realização de estudos e de análises versando o comportamento hidráulico da fundação duma obra de retenção de água assente sobre fundos móveis em que se considerou na fundação, como medida visando um melhor desempenho da obra, o recurso a uma barreira impermeabilizante materializada por estacas secantes, correntemente designada por cortina de estanqueidade.

Como a implementação do processo executivo das estacas coloca, por vezes, dificuldades que põem em causa a eficácia dessa cortina, foram efetuadas no âmbito do trabalho da dissertação diversas simulações e análises numéricas visando averiguar a influência no escoamento de eventuais deficiências consideradas na referida cortina.

Previamente à realização das análises numéricas procedeu-se a uma revisão e aprofundamento de conceitos relativos à percolação da água nos solos. Se bem que uma grande parte destes conceitos tenha sido apreendida na unidade curricular de Mecânica dos Solos, houve o cuidado de realizar uma pesquisa, um pouco mais ampla, versando assuntos tais como o escoamento tridimensional em meios porosos e os processos de erosão interna.

Para uma melhor perceção da temática objeto da dissertação, foram efetuados pesquisas e o estudo de elementos bibliográficos relativos à barragem de Crestuma-Lever, inserida no aproveitamento hidroelétrico com o mesmo nome construído entre o final da década de 70 e meados da década de 80 do século passado, por ser considerada um exemplo de referência, em Portugal, de uma obra de retenção de água assente sobre fundos móveis devido a uma parte substancial da barragem ser fundada diretamente no leito aluvionar.

Havendo relatos de intervenções recentes ocorridas nesta obra, que envolveram a realização de cortinas de estanqueidade em dois dos vãos do descarregador de cheias materializadas pela técnica de estacas secantes, procedeu-se à pesquisa de informação versando aspetos técnicos considerados de interesse tendo em vista não só uma fundamentada perceção das potencialidades, como também das debilidades, associadas à implementação daquele tipo de cortinas de estanqueidade. Neste âmbito foram passados em revista assuntos tais como tipologias das cortinas, processos de execução, remate contra estruturas pré-existentes, controlo do processo de execução e monitorização.

Esta última componente, relativa à monitorização, embora apresentada de forma sumária e centrada na medição de pressões neutras *in situ*, merece uma referência especial na medida em que, após a execução e durante a exploração do aproveitamento, é o elemento que deverá permitir a recolha da informação a partir da qual será possível validar as premissas assumidas nas modelações e avaliar a eficácia e evolução do comportamento hidráulico da cortina de estanqueidade.

Tendo por base a recolha da informação supracitada, passou-se à fase de modelação, simulando um conjunto de situações em que se admitiu a possibilidade da ocorrência de anomalias na cortina de estacas secantes associadas ao próprio processo executivo. Na essência, considerou-se que tais deficiências poderiam advir de contaminações do betão comprometedoras da integridade das estacas, de incorretas implantações ou, ainda, de desvios da verticalidade das estacas ao longo do seu comprimento, dando origem a aberturas ou “janelas” facilitadoras da passagem da água através da cortina.

Numa abordagem inicial, tendo em vista a aquisição de uma maior sensibilidade em relação à análise do comportamento hidráulico da fundação decorrente da percolação da água, foram efetuados estudos recorrendo ao *software* *SEEP/w*, da *GeoStudio*, que permitiu simular escoamentos bidimensionais. Estes estudos foram conduzidos tendo por base simulações do escoamento segundo cortes no plano vertical e no plano horizontal.

A análise dos resultados torna evidente a maior proximidade e concentração acentuada das linhas equipotenciais na proximidade das aberturas simuladas na cortina de estacas, registando-se também nestas zonas os valores mais elevados da magnitude das velocidades do fluxo e dos gradientes hidráulicos. O caudal total percolado, por sua vez, é tanto maior quanto mais aberturas existirem na cortina de estacas secantes. No entanto, o caudal percolado em cada uma das aberturas é menor à medida que cresce o número de aberturas, o que se explica pelo facto do fluxo da água ter a possibilidade de se dispersar pelo conjunto das aberturas.

Concluiu-se, ainda, e foi quantificado, que os valores das pressões neutras no plano da face da cortina apresentam, em relação à situação em que a cortina não apresenta defeitos, uma variação crescente com o número de deficiências. Foi também possível compreender que uma deficiência na cortina de estacas tem uma influência que se repercute numa extensão significativa da face de montante da cortina de estanqueidade.

Na sequência do desenvolvimento do trabalho, limitado a um só vão do descarregador, efetuaram-se análises através de modelações tridimensionais, em que foi utilizado o *software* *RS3* da *Rocscience*.

Neste âmbito, foram analisadas, para além da situação de referência em que se admitiu a cortina como íntegra, duas outras situações em que se admitiu a ocorrência de deficiências na cortina. Na primeira destas foi considerada uma “deficiência local” com o eixo localizado, em planta, a meio do vão descarregador e a uma cota coincidente com o plano horizontal estudado nas análises bidimensionais. Na segunda situação foi considerada uma “deficiência segundo um alinhamento vertical”, correspondente a uma faixa central da cortina de estacas cujo plano médio coincide com o plano vertical situado a meio do vão descarregador.

A análise dos resultados obtidos no referente à situação em que foi simulada uma “deficiência local” evidencia aspetos algo distintos em relação aos obtidos nas análises bidimensionais. Merecem especial destaque o registo, já expectável, do incremento substancial das velocidades de fluxo e dos gradientes hidráulicos na zona correspondente à deficiência da cortina de estacas e, ainda, a atenuação da área da face da cortina onde se verificam variações substantivas das pressões neutras.

Quando da análise dos resultados em que foi simulada uma “deficiência segundo um alinhamento vertical”, tais tipos de dissonâncias em relação ao obtido nas análises bidimensionais perdem relevo.

Como comentário final, há a referir o interesse da utilização das modelações tridimensionais nos estudos de percolação sempre que as condições geométricas do problema ou os parâmetros característicos do terreno assumam valores não reproduzíveis nas análises bidimensionais. Contudo estas, poderão constituir, em muitas das circunstâncias, um elemento de grande importância para a

interpretação dos fenómenos e calibração das análises efetuadas através das modelações tridimensionais da percolação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Matos Fernandes, M. *Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais (Volume 1)*. Feup Edições, Porto, 2011.
- [2] Craig, R.F. *Craig's Soil Mechanics*, Seventh Edition, London, 2004.
- [3] ICOLD (1995). *Dam failures statistical analysis*. Bulletin 099-1995, International Commission on Large Dams (ICOLD), Paris.
- [4] Santos, R.; Caldeira, L. *Processos de erosão interna em barragens de aterro e suas fundações*. XI Congresso Nacional de Geotecnia. 05/12/2016, Coimbra, Portugal.
- [5] EDP. *Aproveitamento Hidráulico do Douro*. EDP – Gestão da Produção de Energia, SA, Porto, 1986.
- [6] EDP. *Centro de produção do Douro*. EDP – Eletricidade de Portugal, SA. DOPR – Produção Hidráulica, 1992.
- [7] <http://adnorte.addp.pt>. Março 2016.
- [8] Carvalho, E.; Pinto, F. T. Exemplo do Desvio do Rio Douro em Crestuma por Contração Lateral. Construção e Demolição das Paredes Moldadas (Apontamentos da UC de Aproveitamentos Hidráulicos e Obras Fluviais 1, FEUP). 2014/2015
- [9] Melo, J. F., Silva, J. Dias da, Fernandes, I., Caldeira, L. Corrective measures of the river bed protection downstream of a dam founded in deep alluvia: the case of Crestuma-Lever dam. *In 3rd IAHR Europe Congress, Book of proceedings* 192-204, Porto, 2014.
- [10] Silva, G. *Estruturas de retenção de água sobre fundos móveis. Análise de sensibilidade do comportamento da fundação em função da variação de parâmetros físicos e hidráulicos*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2015.
- [11] Couto, P. *Estudo de soluções de contenção periférica em função das condicionantes de execução*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2014.
- [12] TEIXEIRA DUARTE, Engenharia e construções, S. A.. *Bacias 1E e 3E - Injeções com tubos de manchetes*. Procedimento de trabalho, 2013.
- [13] Penteado, M. L.; Brito, J. *Técnicas atuais e inovadoras na monitorização e controlo de qualidade de estacas de betão*. Lisboa, 2009.
- [14] Fonseca, A. V. *Estacas – Ensaio Dinâmico. Controlo de Qualidade e Dimensionamento Geotécnico* (Apontamentos Da UC de Fundações, FEUP). 2015/2016
- [15] [https:// www.sisgeo.com/products/piezometers/item/vibrating-wire-multipoint-piezometers.html](https://www.sisgeo.com/products/piezometers/item/vibrating-wire-multipoint-piezometers.html). Maio 2016.
- [16] <https://www.rocscience.com/rocscience/products/rs3>. Junho 2016.